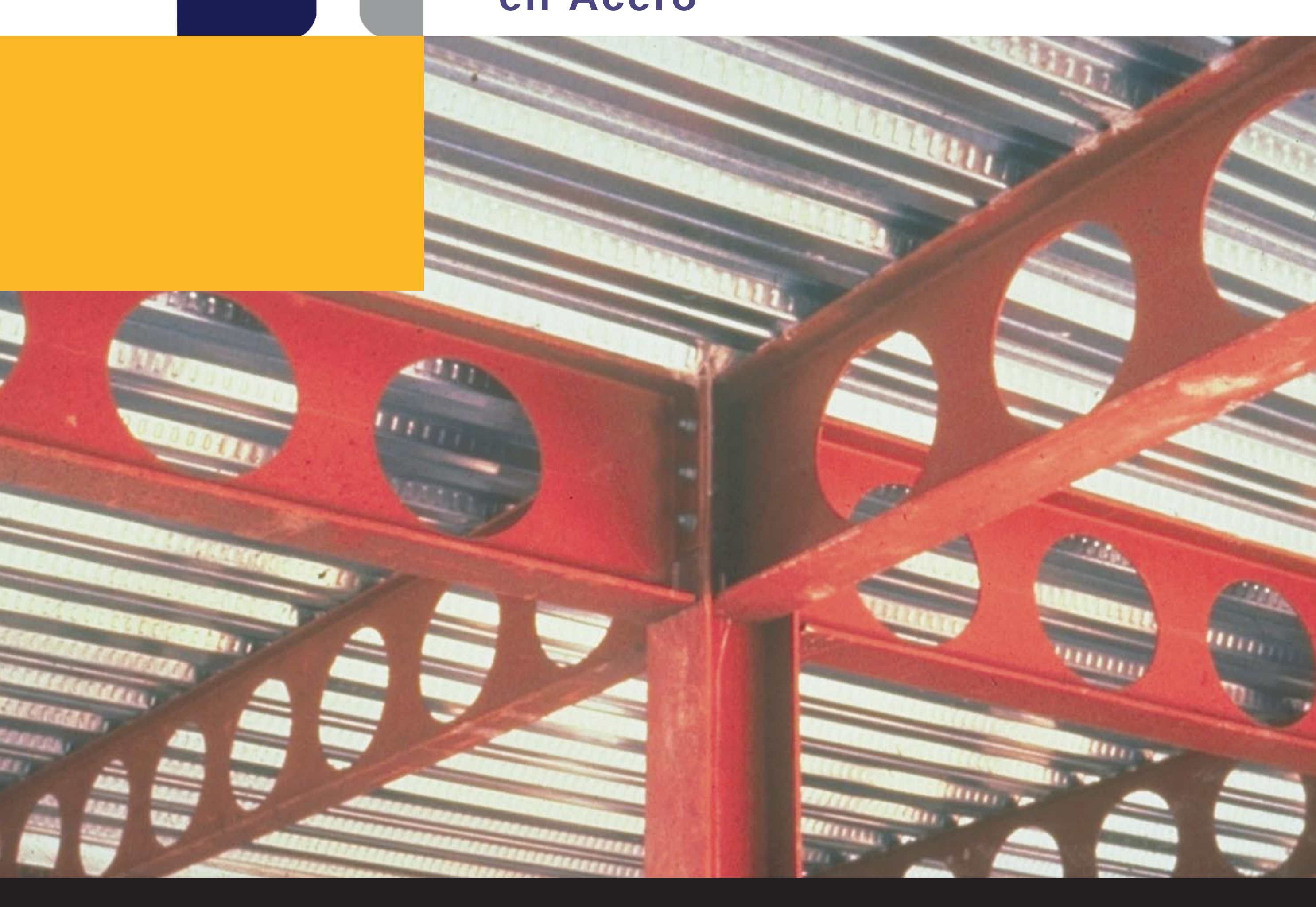
2

Construcción en acero

Introducción al diseño

Instituto Técnico
de la Estructura
en Acero



ITEA

ÍNDICE DEL TOMO 2

CONSTRUCCIÓN EN ACERO: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO



Lección 2.8: Aprender de los errores 289



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.1: Proceso de Diseño

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar el desafío que supone el diseño creativo y explicar los métodos para su consecución.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Se presupone un conocimiento general de la mecánica básica aplicada. Se recomienda leer los tres libros de J. E. Gordon [1,2,3].

LECCIONES AFINES

Al tratar esta lección del proceso de diseño en términos generales, casi todas las demás lecciones están relacionadas con ella de alguna manera, siendo las que más afines: 2: Introducción al Diseño, 16: Sistemas Estructurales: Edificios, 17: Sistemas Estructurales: Plataformas Petrolíferas, 18: Sistemas Estructurales: Puentes, y 19: Sistemas Estructurales: Otras Estructuras.

RESUMEN

La lección empieza con una definición del diseño y con la enumeración de algunos objetivos. En ella se explica de qué forma un proyectista puede enfocar un nuevo problema, en general, y cómo un proyectista de estructuras, en concreto, puede desarrollar un sistema estructural. Termina haciendo énfasis en los distintos enfoques del diseño para las diferentes clases de estructuras.

1. INTRODUCCIÓN: OBJETIVOS DEL DISEÑO

Los resultados de un buen proyecto de construcción pueden ser apreciados y utilizados por todo el mundo (véase la figura 1).

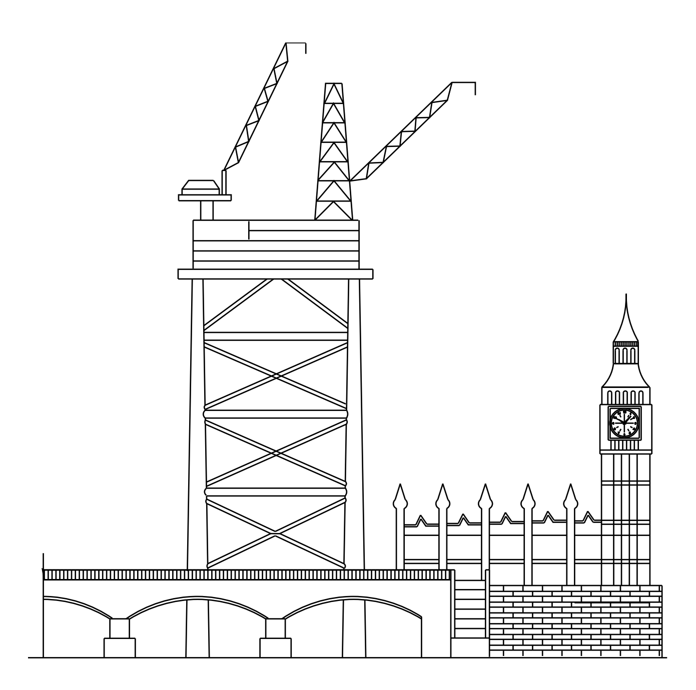


Figura 1 Escalas comparadas: edificios, puentes y plataformas petrolíferas

La cuestión es: ¿Cómo pueden los proyectistas profesionales desarrollar y producir proyectos mejores que los ya existentes, que beneficien y mejoren la realización de actividades humanas? En concreto, se trata de ver cómo puede utilizarse el acero eficazmente en estructuras para:

- viajar más fácilmente por un terreno abrupto en el que son necesarios puentes.
- hacer que funcionen procesos industriales básicos que requieran, por ejemplo, soportes para maquinaria, diques o instalaciones de plataformas de prospección petrolífera.
- ayudar en las comunicaciones que requieren postes.
- cerrar espacios en edificios, como en la figura 2.

El diseño es "el proceso mediante el cual se definen los medios de fabricación de un producto para satisfacer una necesidad determinada". Abarca desde las primeras ideas conceptuales, pasando por el estudio de las necesidades humanas, hasta las fases detalladas técnicas y de fabricación, así como las ideas y los estudios plasmados en planos, textos y maquetas.

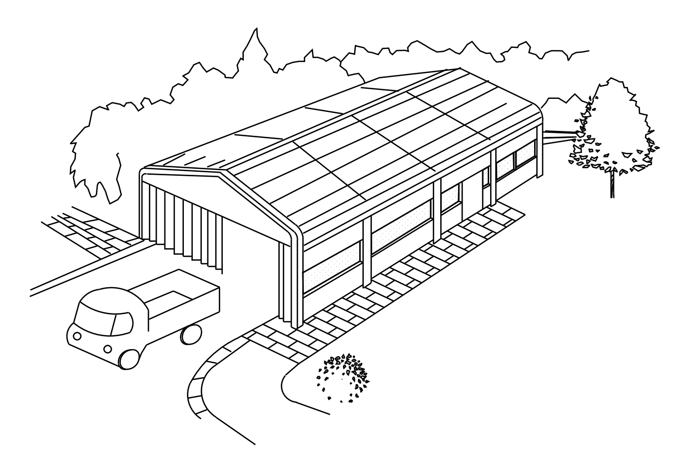


Figura 2 Garaje acabado

¿Diseñadores? Todos somos capaces de tener ideas conceptuales creativas; continuamente estamos procesando información y efectuando selecciones imaginativas conscientes provocando cambios.

Los objetivos buscados en el diseño estructural son asegurar lo más y mejor posible:

- el buen funcionamiento del objeto diseñado durante el tiempo de vida útil deseado.
- un sistema de construcción seguro, ejecutado a tiempo y ajustado al presupuesto original.
- una solución imaginativa y agradable tanto para los usuarios como para los observadores.

Estas premisas pueden cumplirse de dos maneras:

- realizando simplemente una copia exacta de un objeto anterior, o
- "reinventando la rueda", diseñando desde el principio todos los sistemas y componentes.

Ninguno de estos dos enfoques extremos serán, con toda seguridad, completamente satis-

factorio. En el primer caso, las condiciones pueden ser algo diferentes, y así, en el caso de que tomemos como modelo un puente original para diseñar otro nuevo, puede haber sucedido que aquél haya inducido un tráfico mayor de lo previsto, o por que el peso de los vehículos haya aumentado. Las condiciones económicas y materiales pueden también haber cambiado; los costes de mano de obra en la fabricación de pequeños elementos y uniones incorporadas de acero pueden haberse visto incrementados en comparación con los de los grandes elementos laminados o realizados con soldadura continua; asimismo, los aceros resistentes a la corrosión han reducido los costes de conservación al hacer innecesarios algunos tratamientos superficiales. Con el tiempo puede que se hayan descubierto deficiencias de rendimiento, tales como roturas por fatiga provocada por vibraciones en las uniones. Las condiciones de consumo de energía pueden haber cambiado, por ejemplo en relación con la descarga global de ciertos productos químicos, el coste de fabricación de ciertos materiales o la necesidad de un mayor control térmico de un espacio cerrado. Por último, una repetición excesiva de una solución visual puede haber provocado hastío y una respuesta cultural adversa; por ejemplo, si todos los edificios adyacentes se han construido en el "Estilo Postmoderno".

En relación con el segundo enfoque, "la vida es a menudo demasiado corta" para encontrar la solución óptima y, mientras ésta se busca, el cliente se impacienta. Los proyectos de estructuras e ingeniería civil son, por lo general, de gran envergadura y se presentan con poca frecuencia, y un cliente decepcionado no efectuará, lo más seguro, un segundo encargo. La realización de ideas teóricas nuevas e innovaciones requiere, invariablemente, mucho tiempo: la historia así lo demuestra una y otra vez. Así pues, el análisis metódico de los riesgos y errores potenciales debe atemperar el ánimo innovador del entusiasta.

Deben buscarse y hallarse soluciones creativas positivas para todos los aspectos de cada nuevo problema. Las soluciones incorporarán elementos de los extremos mencionados: tanto de principios fundamentales como de desarrollos recientes. Sin embargo, a lo largo de todo el proceso de diseño, lo prudente es mantener una visión clara de los objetivos finales y utilizar medios y soluciones técnicas relativamente sencillas.

2. ¿CÓMO ENFOCA EL PROYECTISTA UN NUEVO PROYECTO?

Al comienzo de un nuevo proyecto, puede producirse un momento de pánico ciego. Existen diversos Métodos de Diseño que ayudan a avanzar [4, 5] en el nuevo proyecto, aunque se sugiere el siguiente enfoque metodológico:

1. Reconocer que existe un reto y definir claramente los objetivos generales de un proyecto (véase la figura 3).

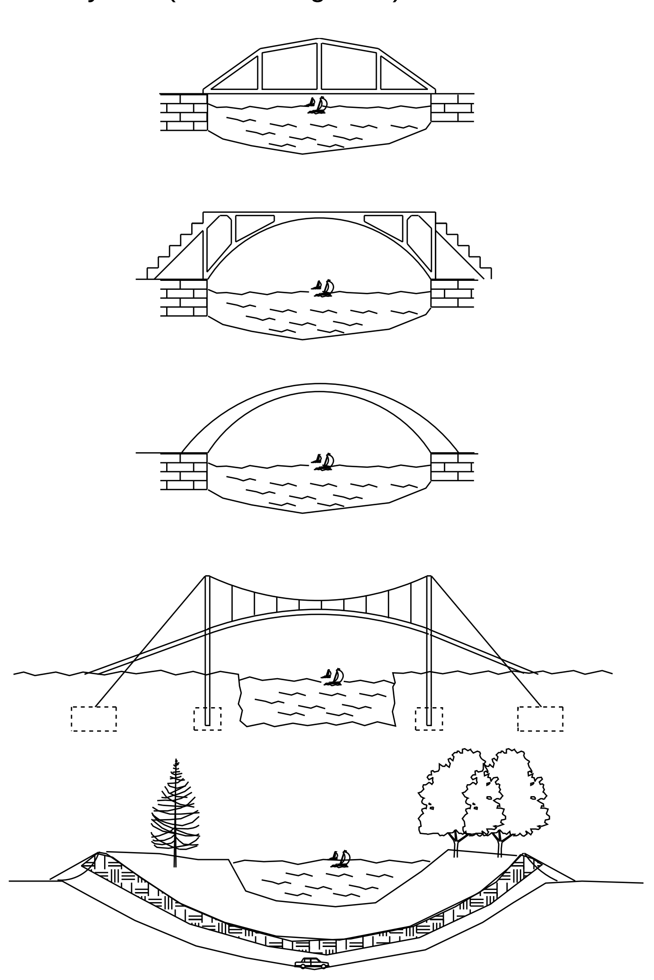


Figura 3 “Define el objetivo gobal” (según E. Torroja)

2. Investigar acerca del proyecto y recoger información que pueda ser relevante (Análisis).

3. Deducir posibles soluciones del proyecto (Síntesis).

4. Decidir cuál es la mejor solución y perfeccionarla (Evaluación), estableciendo prioridades de acción claras (en términos de fabricación, construcción, utilización y mantenimiento).

5. Comunicar las decisiones tomadas a otras personas involucradas en el proyecto.

A primera vista, estas cinco fases se presentan como una cadena lineal simple; de hecho, el proceso de proyectar es altamente complejo, ya que ninguno de los factores del diseño es, en mayor o menor grado, independiente. Así existirán numerosos pasos y bucles dentro y entre las diversas fases, tal como se muestra en la figura 4. En el primer recorrido rápido por las fases 1, 2 y 3 se decidirá si existe algún problema; por ejemplo, ¿Justifica el volumen de tráfico estimado la realización de un puente cómodo pero de alto coste?

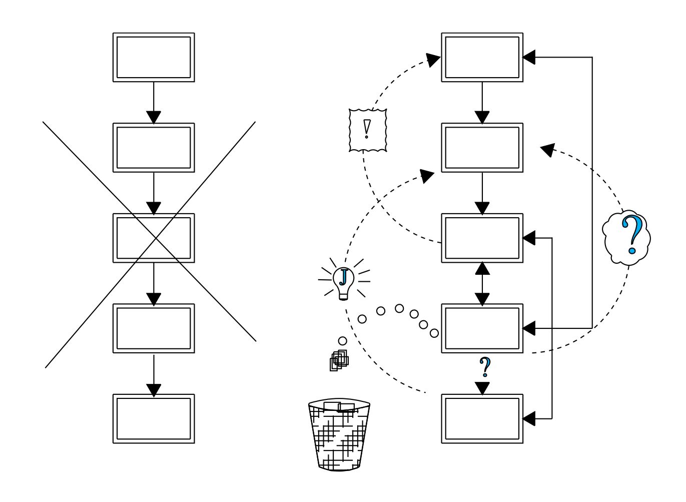


Figura 4 Repetición en la fase de diseño

Desde la idea hasta los detalles, todos los factores y combinaciones deben explorarse exhaustivamente, ajustando detenidamente numerosos compromisos para llegar a una solución factible. Las ideas pueden desarrollarse: verbalmente, por ejemplo, mediante una “tormenta de ideas” o por el método “razonamiento lateral” de Edward de Bono [6], gráficamente, numéricamente o físicamente. Una valoración cualitativa debe seguir siempre a la evaluación cuantitativa.

Así, el punto de partida del análisis puede ser la noción actual preconcebida del proyectista o la imaginación visual, pero la síntesis revelará la flexibilidad de su mente para asimilar nuevas ideas de forma crítica, sin prejuicios.

Un proyectista puede prepararse a sí mismo para los compromisos, los cambios de parecer y la interacción con otros miembros del equipo de diseño que conducirán al éxito de la síntesis, mediante "Juegos de Rol" (véase por ejemplo el juego "La Casa del Mono" en el apéndice 1).



3. ¿CÓMO DESARROLLA EL PROYECTISTA EL SISTEMA ESTRUCTURAL?

Observaremos, brevemente y a modo de ejemplo, el concepto constructivo y las diferentes fases de decisión para el diseño de un edificio para un garaje, con capacidad para dos camiones, dotado de oficina, lavabo y cafetería, que se muestra terminado en la figura 2. En este caso hipotético se presupone que el cliente ya ha tomado la decisión inicial de hacer proyectar y construir un edificio con estos requisitos.

3.1 Plantear un concepto inicial que pueda satisfacer bien las necesidades funcionales

La observación de las funciones y del uso a que va estar destinada la estructura a cuyo diseño se enfrenta, es, sin duda alguna, la mejor idea para comenzar. Haga una lista de funciones individuales; seguidamente, genere un diagrama de flujos de las relaciones entre las diferentes áreas funcionales para decidir las posibles localizaciones e interconexiones (véase la figura 5); Encuentre o suponga superficies de planta adecuadas y alturas libres mínimas de cada volumen. Puede resultar indicado, entonces, un plan de conjunto, anotando cualquier complicación particular del local, como puede ser la forma de la planta, la proximidad de edificios antiguos, la pendiente o la consistencia del suelo.

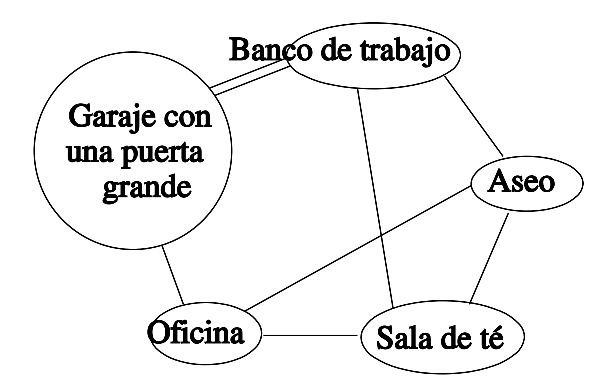


Figura 5 Diagrama de "burbuja"

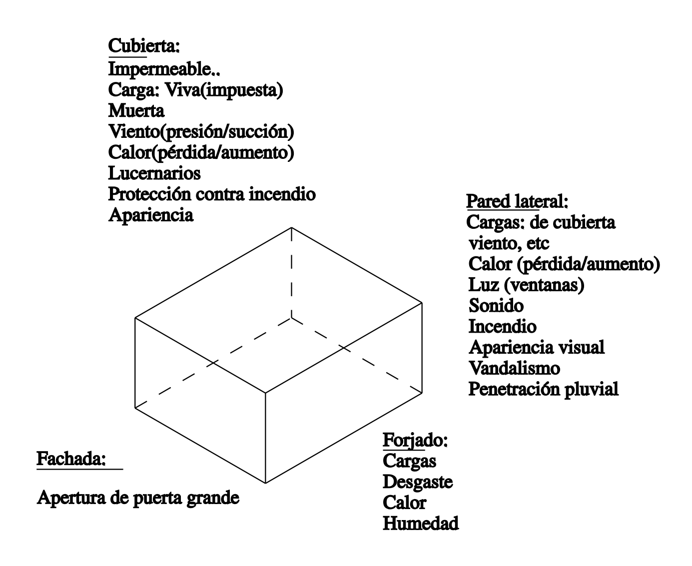
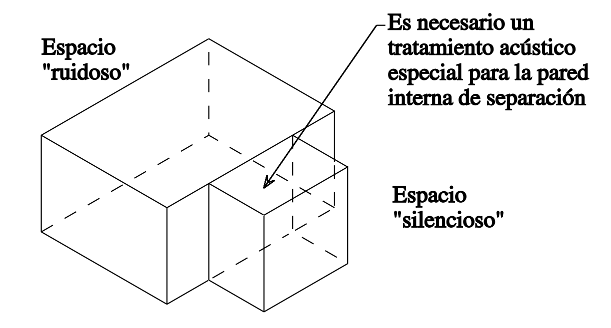


Figura 6 Volúmenes de espacio

Existirán otras muchas disposiciones posibles del conjunto que deberán ser consideradas rápidamente en esta fase.

Los requisitos de cada volumen y sus interconexiones deben examinarse bajo todos



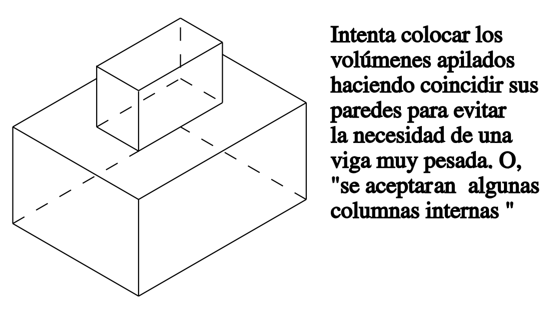


Figura 7 "Incompatibilidades de diseño"

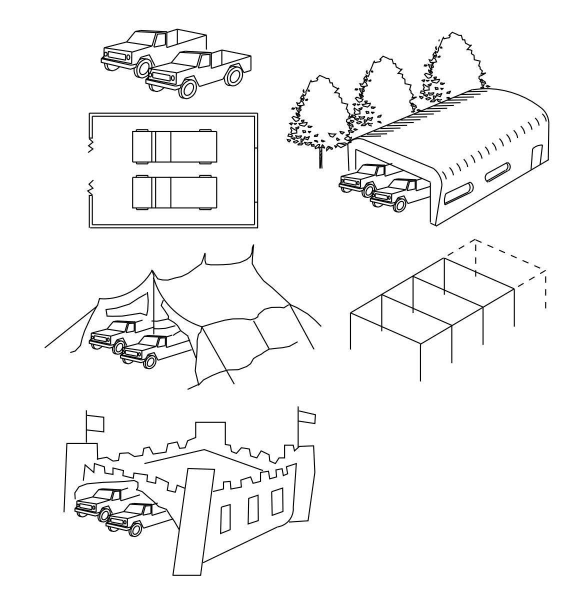


Figura 8 Conceptos iniciales

previos, en la comprensión de construcciones reales [8-13], o en la teoría estructural (véase la figura 9 a-d), así como en la disponibilidad de materiales y mano de obra cualificada en la zona. Pueden ser necesarias consultas iniciales con proveedores y fabricantes, p.ej. para grandes cantidades o calidades especiales de acero.

La estructura de acero, con sus características de resistencia, isotropía y rigidez, y sus elementos lineales rectos y compactos, conduce por si misma a sistemas de pórticos (véase la figura 9 e) que recogen y transmiten las principales cargas estructurales lo más directamente posible a los cimientos, lo mismo que un árbol recoge las cargas de sus hojas, ramas y tronco principal y las transmite hasta las raíces.

los criterios funcionales, de coste y estéticos. Como ejemplo, habrá que considerar qué cargas no permanentes estructurales aplicadas deben resistir o qué requisitos de calefacción, ventilación, iluminación y acústicos pueden ser precisos (véase la figura 6).

Los criterios principales se reconocen con facilidad, y pueden ser aplicados y probados mediante análisis numérico. Las incompatibilidades se pueden despejar reordenando los espacios planificados o adoptando otros compromisos (véase la figura 7); por ejemplo, ¿Aceptaría Vd. un teléfono de oficina situado muy cerca del taladro del taller o del motor de los camiones, sin aislamiento acústico?

Prepare un conjunto de hipótesis iniciales de posibles materiales y del sistema estructural de carga [7] de pórticos, de elementos planos o de membrana, que pueda ser compatible con los volúmenes, tal como se muestra en la figura 8. Estas hipótesis estarán basadas en conocimientos

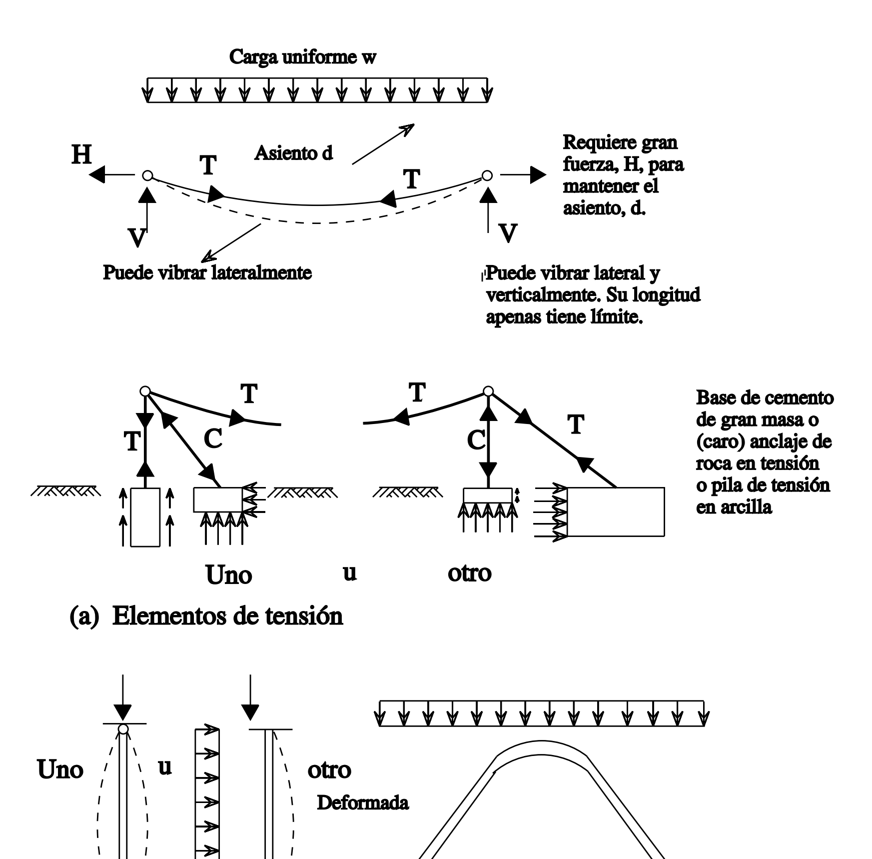


Figura 9a Conceptos de carga



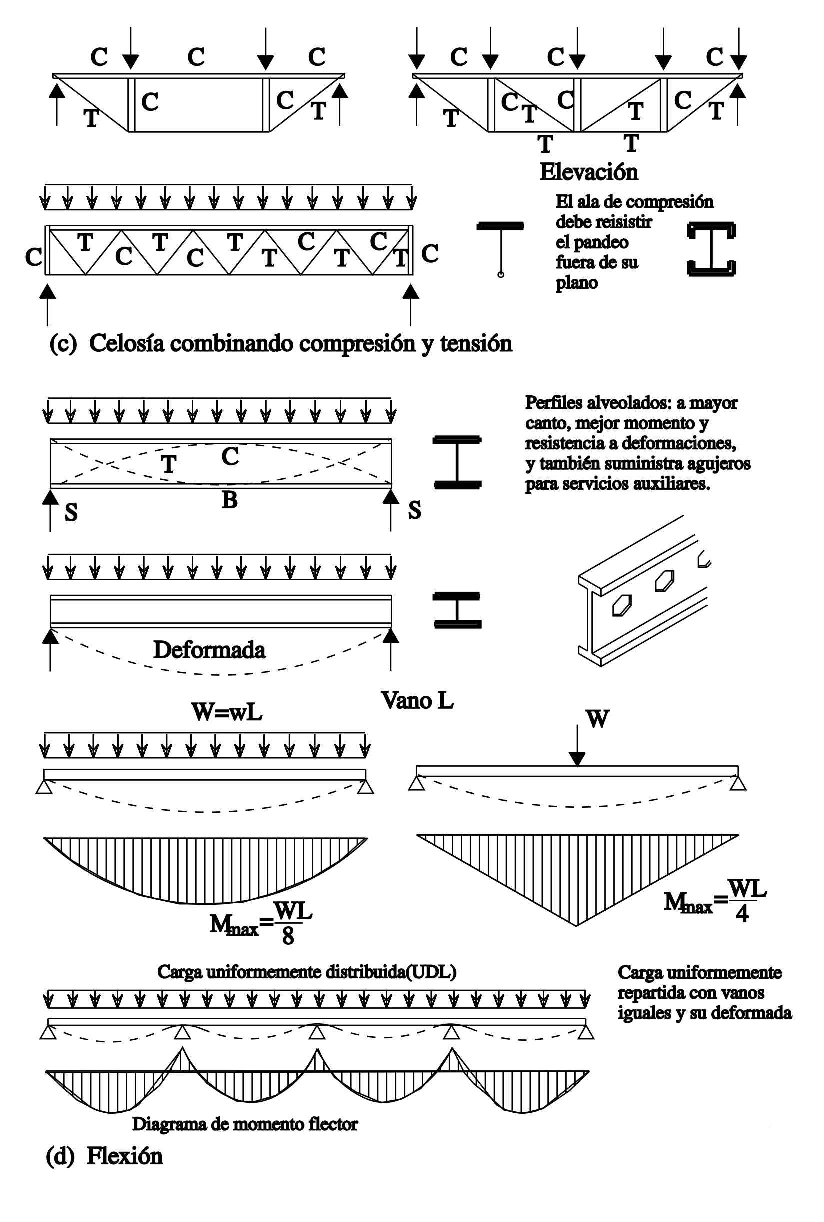


Figura 9b Conceptos de carga

Seguidamente (y de forma continua), ponga en claro y pruebe sus ideas realizando bocetos rápidos en tres dimensiones o maquetas sencillas para explorar la probable compatibilidad y el efecto estético.

Debe desarrollar una gama de dibujos evocadores y estimulantes vistos a diferentes distancias, desde los edificios, a su alrededor y del interior:

Gran Distancia — el dibujo de la silueta o "croquis panorámico"

Media distancia — cuando puede verse la totalidad del objeto construido

Cerca — cuando puede verse claramente un detalle

Muy cerca — cuando puede verse la textura de los materiales.

La mayoría de las veces deben cumplirse todas estas condiciones, especialmente en los edificios muy grandes. Algunas personas pueden hallar deficiencias si sus condiciones sociales mejoran o se producen fenómenos naturales o cambiantes; por ejemplo, la luz durante la puesta del sol da repentinamente un aspecto y un color completamente diferente o, cuando el sol se ha puesto la iluminación interior crea efectos que no se habían observado anteriormente.

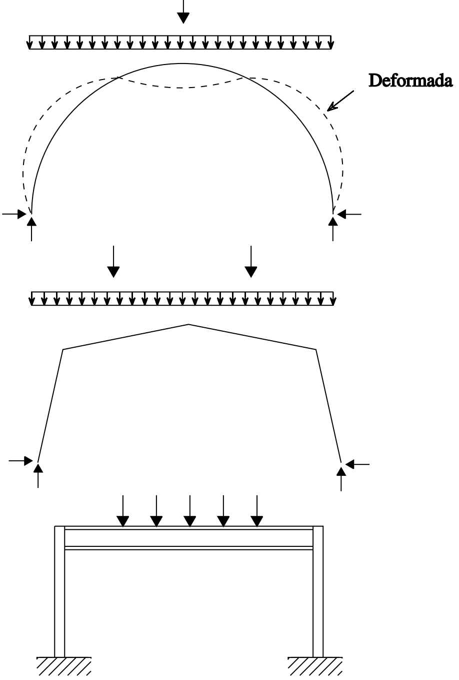
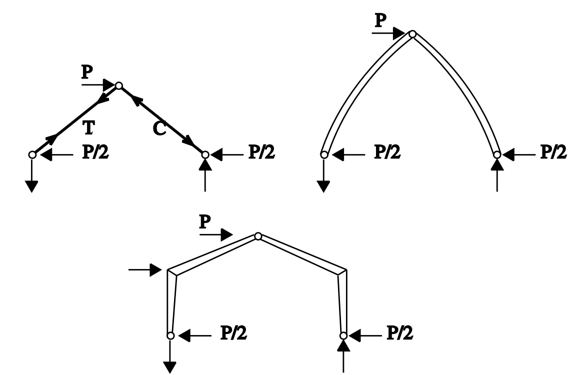
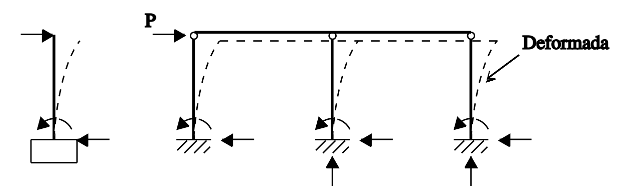
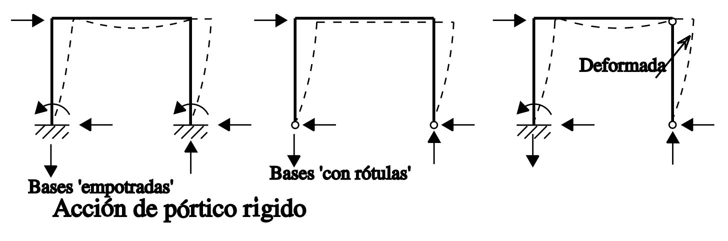


Figura 9c Pórticos en 2-D bajo carga vertical







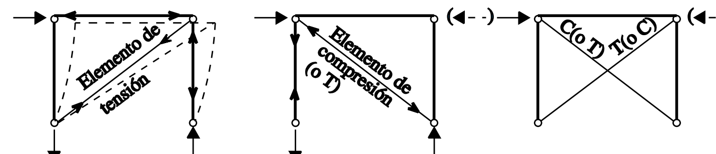


Figura 9d Pórticos en 2-D bajo carga horizontal

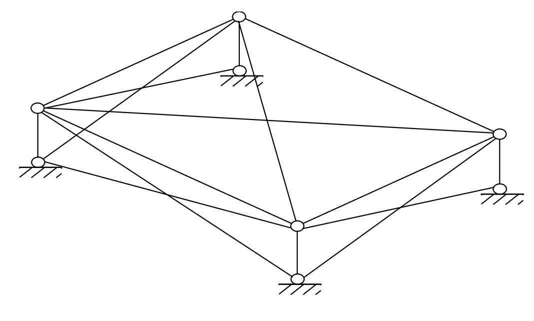
Con la utilización hábil del acero se pueden conseguir forma, color, calidad y definición, especialmente con elementos a “escala humana”, aunque la repetición no tardará en provocar hastío; pero los elementos deben considerarse únicamente como parte de una experiencia sensorial completa que debe incluir soluciones elegantes en todos los aspectos, especialmente en aquéllos fácilmente visibles, de la totalidad del proyecto del edificio.

Es muy importante que todos los profesionales (arquitectos, ingenieros de estructuras y de servicios de evaluación del impacto ambiental, así como los principales proveedores y fabricantes, que deberán tener unos conocimientos comunes de los principios básicos del diseño) colaboren y se comuniquen libremente entre sí -y también con el cliente- en esta fase conceptual del proyecto. No resulta fácil ni económico rectificar en las fases más detalladas del proyecto las decisiones incorrectas tomadas al principio.

Esté preparado para modificar el concepto fácilmente (utilice lápices 4B) y trabaje con rapidez. Los tiempos para un concepto inicial de proyecto (diseño) estructural se miden en segundos y minutos, pero serán necesarias horas para discutir y comunicar con los demás en busca de una idea de proyecto completo inicial.

3.2 Reconozca los principales sistemas estructurales y considere la resistencia y rigidez necesarias

Considere las cargas no permanentes aplicadas desde cubiertas,



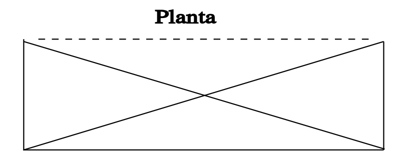


Figura 9e Pórticos en 3-D

pisos o paredes y trace “líneas de carga” a través del conjunto integral tridimensional de elementos hasta los cimientos (véase la figura 10).

El tejado debe estar formado por una cubierta de perfiles de acero, el agua de lluvia debe pasar a los lados y una tabla de datos del fabricante indicará el ángulo de inclinación que se le debe dar (4° - 6° como mínimo) y la separación necesaria entre correas. Esta separación, a modo de ejemplo, suele ser de 1,4 m a 2,6 m. entre si, y deben estar soportadas, normalmente, cada 3 m - 8 m, por una viga principal o cercha inclinada, extendiéndose generalmente sobre la dirección más corta en planta y apoyada en columnas estabilizadas en tres dimensiones.

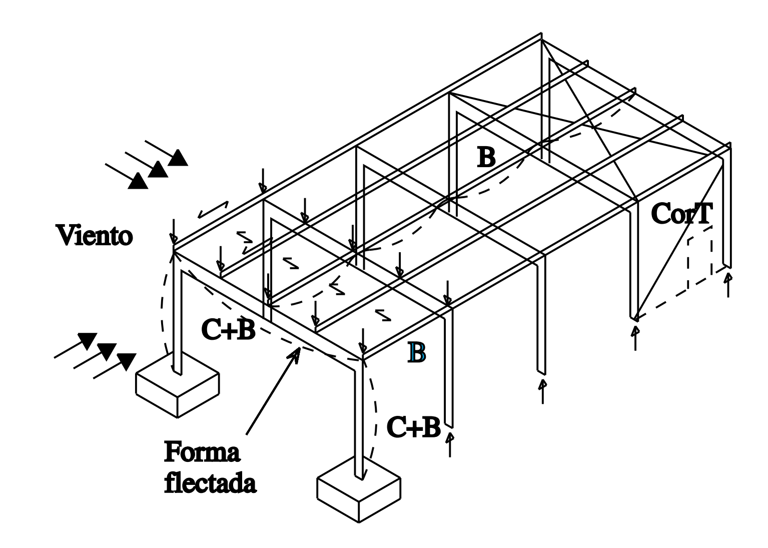


Figura 10 Sistema estructural principal

Las cargas del viento en el lado más largo del edificio pueden ser soportadas por un cerramiento que se extienda directamente hasta los pilares principales o a los carriles de las paredes laterales entre pilares. Los pilares pueden resistir el vuelco:

- mediante arriostramiento en cruz de San Andrés (en este caso una puerta grande de entrada quedaría obstruida).
- o fijando rígidamente los pilares a los cimientos (“pilares de extremo libre conectados”); ¿Puede el terreno resistir un efecto adicional de vuelco en la base?
- o fijando rígidamente la parte superior de los pilares a las vigas principales (creando “pórticos”) y utilizando cimientos más pequeños, económicos y “articulados”.

Las cargas del viento sobre el lado corto abierto del edificio pueden resistirse mediante la puerta de apertura que se extiende por la parte superior o inferior o de lado a lado. En el lado corto cerrado las cargas del viento pueden resistirse mediante un cerramiento que se extienda directamente entre los pilares secundarios en los extremos de la pared o sobre los carriles hasta dichos pilares.

Valores indicativos		L/D	
Perfiles laminados en caliente		< 20	D Luz L
Celosías: (luz de un vano)	Carga pesada Carga media Carga ligera (cubierta)	12-15 15-18 18-21	Usar valores mayores cuando se utilicen uniones rígidas
Losas y forjados:		15-45	con uniones soldadas

Figura 11 “Regla del pulgar” para estimación muy preliminar del tamaño

En ambos extremos del edificio, es probable que se produzcan esfuerzos longitudinales en la parte superior de los pilares. Pueden introducirse arriostramientos reforzados, generalmente en ambos extremos de la chapa de la cubierta, para transmitir estas cargas a la parte superior de una nave de pilares en el lado largo, que debe entonces arriostrarse al suelo.

Identifique la acción de las fuerzas principales (compresión C;

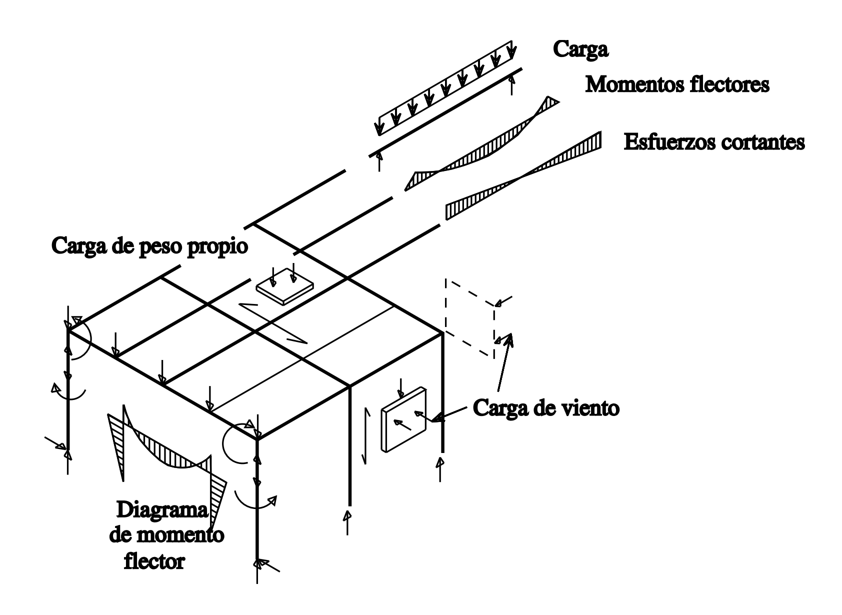


Figura 12 Dimensionado aproximado del tamaño de elementos

tracción T; flexión B) en los elementos y las formas probables de las deformaciones generales por flexión y de los elementos para todas las cargas aplicadas, tanto por separado como cuando se combinen.

Resulta siempre útil dibujar los elementos a una escala aproximada, lo cual se puede hacer fácilmente utilizando las tablas de datos de cubiertas y cerramientos facilitadas por el fabricante, mediante la observación de edificios similares existentes o utilizando "procedimientos empíricos"; por ejemplo, la relación vano/canto para una viga apoyada en los extremos es aproximadamente igual a 20 para una carga uniforme de una cubierta ligera (véase la figura 11).

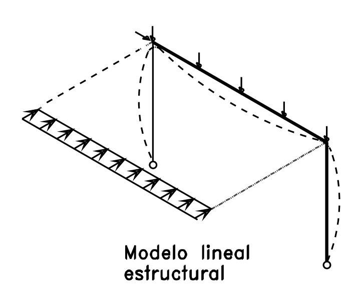
En esta fase el diseño estructural se hace más preciso (utilice lápiz B) y requiere más tiempo. Escala de tiempos: minutos.

3.3 Valore las cargas con precisión y estime las dimensiones de los elementos principales

Estime la carga permanente de la construcción y, con las cargas no permanentes, calcule lo siguiente (véase la figura 12):

- reacciones de las vigas y cargas de los pilares (llevando medio vano a uno de los lados de un pilar interno).
- momentos de flexión máximos, por ejemplo $wL^2/8$ para una viga apoyada en los extremos, sometida a carga uniforme.
- esfuerzos cortantes máximos en las vigas.
- valores de flecha, por ejemplo $(5/384)wL^4/EI$ para una viga apoyada en los extremos con carga uniforme.

Las dimensiones de los pilares que soportan un momento escaso pueden estimarse a par-



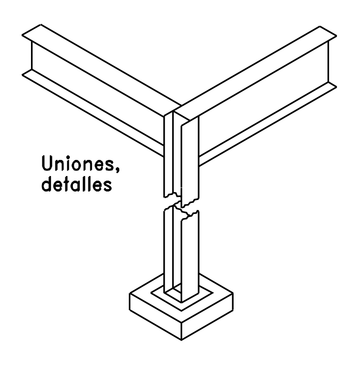


Figura 13 Análisis final y detalles



tir de Tablas de Carga Admisible, utilizando una longitud de pandeo adecuada. Deben preverse momentos de flexión importantes mediante un incremento adecuado, por ejemplo, dos veces o más, en el momento resistente de la sección transversal para el eje de flexión.

Las dimensiones de las vigas deben estimarse comprobando la resistencia a la flexión y la rigidez con flechas máximas. La integración en la estructura de conductos de servicio o tuberías puede requerir que las vigas tengan mayor o menor canto y altura y taladros en el alma.

Los métodos probables de unión deben considerarse detenidamente: ¿deberá la viga estar simplemente apoyada o completamente continua, y cuáles son las implicaciones de fabricación, montaje y costes?

Los cálculos estructurales van a realizarse se ahora (utilice un lápiz HB con una regla de cálculo, una calculadora sencilla o un ordenador), y requerirán más tiempo. Escala de tiempos: minutos/horas.

3.4 Análisis estructural completo, utilizando elementos de dimensiones estimadas con diseño adecuado de uniones, relativo a detalles reales

Realice un análisis estructural completo de la estructura, plástica o elásticamente. Puede utilizarse un ordenador, aunque algunas técnicas “manuales” resultarán a menudo adecuadas; el primero de los análisis resulta apropiado cuando se requieren flechas precisas (véase la figura 13).

Para el análisis de estructuras estadísticamente indeterminadas, una estimación inicial de la rigidez (I) de los elementos y de las uniones debe determinarse según la tercera fase anterior, antes de que sea posible hallar la disposición de los momentos de flexión y las flechas. Si la posterior comprobación del diseño de los elementos conduce a cambios importantes en la rigidez de los elementos, deberá repetirse el análisis. El papel de las alas y almas de cada elemento en la resistencia a las fuerzas locales dentro de las conexiones también debe considerarse muy atentamente cuando se determinen las dimensiones finales de los elementos. Una rigidización excesiva en perfiles ligeros puede ser prohibitiva en cuanto a costes.

El análisis no puede terminar sin una integración estructural cuidadosa y la consideración de la compatibilidad del conjunto del sistema de construcción, incluidos sus detalles de fabricación.

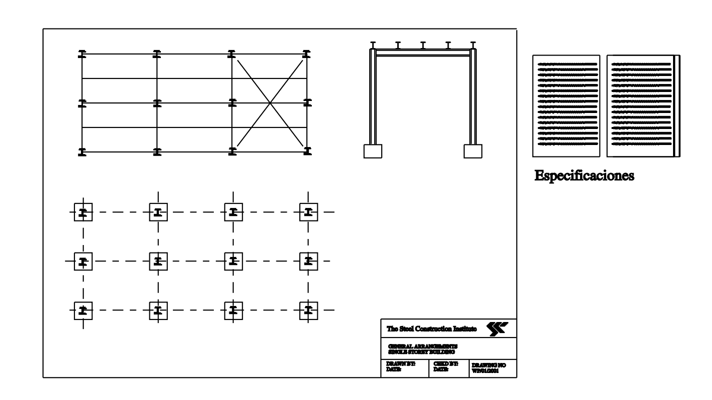


Figura 14 Comunicaciones

Las uniones de elementos, por lo general, se prepararán en fábrica mediante soldadura y las uniones de elementos grandes no transportables se terminarán normalmente con tornillos en la obra. Los arriostramientos, cubiertas y revestimientos, por lo general, se fijarán en la obra con tornillos o tornillos autorroscantes. Es importante recordar que las roturas más frecuentes se producen por uniones incorrectas, detalles y su integración.

Ahora los cálculos estructurales y los detalles avanzan (utilice un lápiz HB con regla de cálculo, calculadoras y ordenadores). Escala de tiempos: horas/días.

La repetición de las fases 1- 4 anteriores será sin duda necesaria, en particular para asegurarse de que las primeras decisiones estructurales sean compatibles con las subsi-

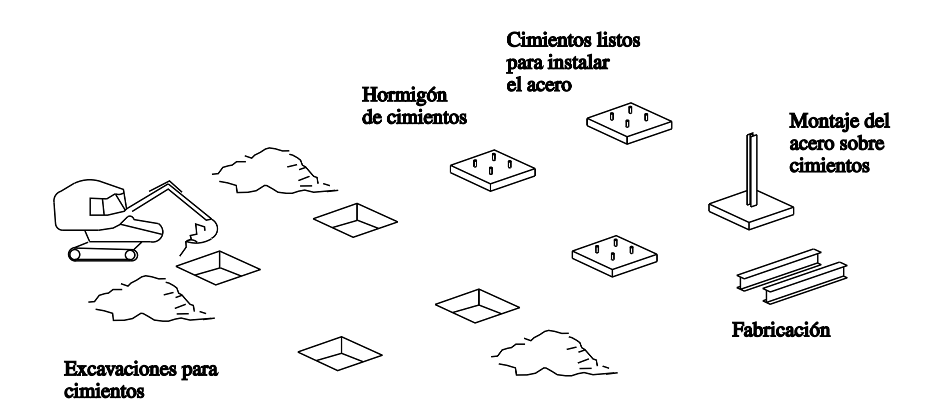


Figura 15 Ejecución

guientes investigaciones relativas a los aspectos funcionales, medioambientales, económicos y estéticos. Debe considerarse el efecto de cualquier cambio en la totalidad del proyecto. Normalmente, los cambios requerirán un proyecto parcial.

3.5 Comunique el objeto del diseño mediante planos y especificaciones

Prepare planos detallados y pliegos de condiciones para las licitaciones de fabricantes (véase la figura 14). Puede ser de nuevo necesaria la repetición del proyecto, debido a desviaciones en los precios y/o métodos de los fabricantes (por ejemplo el equipo de soldadura disponible, dificultades para manipular estructuras de acero en el taller de fabricación o para su transporte y montaje). Los cambios e innovaciones en el proyecto deben comunicarse y especificarse muy cuidadosa y explícitamente.

En muchos casos es una práctica frecuente que un Ingeniero Consultor de Estructuras prepare proyectos preliminares con una selección de secciones principales, dejando que un fabricante de estructuras metálicas finalice el proyecto de detalle y el sistema de uniones, antes de comprobarlo con el Consultor.

El diseño estructural ya se está terminando (utilice lápices de 2 a 4 H y plumas, u ordenadores). Escala de tiempos: días/semanas.

3.6 Supervise la ejecución

En todas las fases de la ejecución debe asegurarse la estabilidad de la estructura (véase la figura 15). En el lugar y el momento apropiados debe disponerse de componentes de alta calidad y montadores expertos, lo que requiere una organización muy cuidada. Si todo va según los planes cada pieza se ajustará en el conjunto completo.

En este momento se ponen en práctica las ideas de la concepción (utilice botas de goma). Escala de tiempos: semanas/meses.

3.7 Realice un mantenimiento regular

Únicamente será necesario el mantenimiento regular planificado por completo en el proyecto, con algún cambio y renovación ocasionales necesarios por los cambios de uso u ocupación. No debe ser necesaria la corrección de defectos de diseño debidos a innovaciones y errores.

Ésta es la fase de utilización. ¡Adopte una visión serena de la vida! Escala de tiempos: años/décadas.

3.8 Diferencias de énfasis en el enfoque del diseño respecto al diseño de un edificio de tamaño medio

3.8.1 Viviendas unifamiliares

La mayor parte de las viviendas construidas de forma tradicional incluyen algunos elementos estándar de acero. P.ej. vigas de acero laminado en caliente para los vanos de espacios grandes o para soportar paredes, pilares de sección hueca para cajas de escale-

ras, dinteles laminados en frío sobre aperturas de ventanas, así como clavos, tornillos y placas de refuerzo.

Pueden incorporarse perfiles de acero galvanizado laminado en frío en vigas de celosías y reemplazar a la madera en el caso de elementos repetitivos. Pueden incorporarse secciones similares en paredes, pero la protección contra incendios de las secciones de pared delgada requiere una gran atención, especialmente en las casas de varias plantas.

En las casas puede utilizarse una viga principal estructural de acero, pero debe proyectarse apropiadamente la integración de los servicios, la protección contra incendios en edificios de varias plantas, la corrosión y los costes de fabricación de uniones portantes. Para el exterior pueden utilizarse varios tipos de cerramientos en perfiles o en paneles compuestos.

3.8.2 Puentes

Las magnitudes de las cargas de gravedad son a menudo relativamente mayores en los puentes, y deben valorarse pautas de carga particulares; asimismo, se producirán series de cargas por ruedas, con un marcado efecto dinámico. Los efectos dinámicos de las cargas de viento son importantes en las estructuras de grandes vanos. La accesibilidad del lugar, la viabilidad de la ejecución de cimientos de gran masa, el tipo de estructura de tableros y los costes de conservación regular determinarán el sistema adoptado. Es importante la estética para los usuarios y otros observadores; la escala a larga distancia debe ser adecuadamente esbelta, pero psicológicamente fuerte; es necesaria una atención particular a la visión muy cerca de los estribos y la parte inferior del tablero.

3.8.3 Plataformas petrolíferas

La escala de todo proyecto será muchas veces superior a la de un edificio en tierra. La carga de gravedad, la velocidad del viento, la altura de las olas y la profundidad del agua constituyen parámetros de diseño importantes para la magnitud y la estabilidad de la estructura (en este caso, los elementos mayores provocan mayores cargas de viento y olas). La escala de la estructura plantea asimismo problemas especiales de control de fabricación, botadura, anclaje en profundidad realizado por buzos y, no menos importante, coste (véase la figura 1). Posteriormente, al término de la vida útil de la estructura, los problemas de desmantelamiento deben verse facilitados si se han tenido en cuenta durante el diseño inicial.

4. RESUMEN FINAL

- En esta lección se presenta el reto del proyecto creativo y se sugiere una estrategia global para proyectar estructuras de acero. Se pretende responder a preguntas sobre lo que un diseñador está intentando conseguir y cómo puede empezar a poner la pluma sobre el papel. Se ilustra cómo repetir con éxito el proyecto desde las ideas cualitativas hasta la verificación cuantitativa y la ejecución final.
- El diseño creativo e imaginativo de estructuras resulta fascinante y divertido. Ahora inténtelo de nuevo y gane confianza en sí mismo. No tenga miedo de cometer errores. Éstos sólo se eliminarán repitiendo y explorando muchas otras soluciones. Asegúrese de que el diseño es correcto antes de construir, utilizando sus propios mecanismos personales de comprobación.

5. BIBLIOGRAFÍA

[1] Gordon, J. E. “The New Science of Strong Materials”, Pelican.

[2] Gordon, J. E. “Structures”, Pelican.

[3] Gordon, J. E. “The Science of Structures and Materials”, Scientific American Library, 1988.

[4] Jones, J. C. “Design Methods”, Wiley 2nd Edition 1981.

Un buen compendio de los métodos y técnicas generales de diseño.

[5] Broadbent, G. H. “Design in Architecture”, Wiley, 1973.

[6] De Bono, E. eg: “Lateral Thinking” or “Practical Thinking” or “The Use of Lateral Thinking”, Pelican.

Los capítulos 2, 13, 19 y 20 resultan útiles para diseñar edificios.

Un buen tratado sobre el diseño funcional y los factores humanos que afectan a la creación de artefactos: sin ilustraciones profusas.

[7] LeGood, J. P, “Principles of Structural Steelwork for Architectural Students”, SCI, 1983 (Amended 1990).

Una introducción general y guía de consulta de edificios para estudiantes.

[8] Francis, A. J, “Introducing Structures, Pergamon, 1980.

Un buen compendio de texto, especialmente el capítulo 11 sobre el Diseño de Estructuras.

[9] Lin, T. Y. and Stotesbury, S. D, ”Structural Concepts and Systems for Architects and Engineers”, Wiley, 1981.

Los capítulos 1- 4 proporcionan un enfoque sencillo y completo al diseño total de estructuras, especialmente para edificios altos.

[10] Schodek, D. L, ”Structures”, Prentice Hall, 1980.

Un buen enfoque claro e introductorio a la comprensión estructural de conceptos simples, también especialmente el capítulo 13 sobre emparrillados y dibujos estructurales para edificios.

[11] Otto, F, ”Nets in Nature and Technics”, Institute of Light Weight Structures, University of Stuttgart, 1975.

Uno de los excelentes libros de Otto en el que se observan dibujos de la naturaleza y se realizan o sugieren posibles formas de diseño.

[12] Torroja, E, ”Philosophy of Structures”, University of California Press, 1962.

Sigue siendo un libro de consulta único.

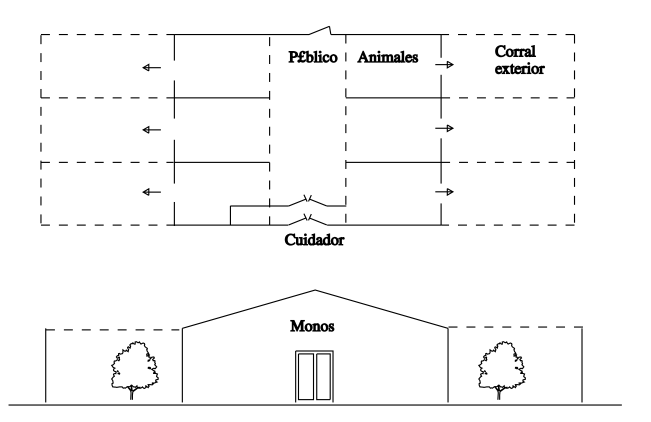
[13] Mainstone, R. J, ”Developments in Structural Form”, Allen Lane, 1975.

Un excelente trabajo histórico erudito, también el capítulo 16 sobre ”Comprensión y Diseño Estructurales”.

APÉNDICE 1

El juego de rol “La Casa del Mono” para un grupo de estudiantes en un seminario, figura 16

Se crean entre 10 y 12 roles de acción, uno por cada estudiante del grupo, para considerar los requisitos e interacciones del diseño. Cada participante ve un croquis general de un posible edificio y dispone de unos 3 minutos para preparar los requisitos de su rol, lo que le gusta y lo que no le gusta. Seguidamente expone estos requisitos durante 2/3 minutos a los demás participantes que no le interrumpen y que anotan los puntos de acuerdo/desacuerdo. Cuando todos los participantes han hablado, los participantes discuten y exploran en general los numerosos conflictos durante unos 30 minutos. Seguidamente la persona que dirige el juego busca una conclusión: ¿para quién es realmente La Casa del Mono?



Cuidador	Mono	Escolar timorato
Serio estudiante de zoología	Guarda de seguridad (Patrulla nocturna)	Vándalo
Limpiador (áreas Públicas)	Persona en silla de ruedas	Anciano miope
Profesor (con escolares)	Vagabundo	Director del zoo

Figura 16 La casa del mono: un divertido juego para todo el año



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.2.1: Principios de Diseño

OBJETIVOS/CONTENIDO

Explicar los objetivos del diseño estructural y su problemática; reseñar cómo pueden influir en el diseño las diferentes prioridades y describir diferentes enfoques para cuantificar el proceso de diseño.

LECCIONES AFINES

Lección 2.1:	Proceso de Diseño
Lección 2.3:	Bases para la Determinación de Cargas
Lección 2.8:	Aprender de los Errores
Lección 3.4:	Calidades y Tipos de Acero
Lección 3.5:	Selección de la Calidad del Acero

RESUMEN

Se explican los objetivos fundamentales del diseño estructural. Se consideran los problemas asociados, el diseño de las estructuras en términos de carga y propiedades del material. Se repasa brevemente el desarrollo de métodos de diseño estructural en relación con aspectos del diseño tales como flechas, vibración, resistencia a las fuerzas y fatiga. Se incluyen temas de construcción y mantenimiento. Se hace hincapié en la importancia de considerar estos aspectos y otros, como la adaptación de servicios y los costes de revestimiento, en el desarrollo de un diseño eficaz. Se consideran las responsabilidades del proyectista y la necesidad de una comunicación efectiva.



1. INTRODUCCIÓN

Los objetivos concretos del diseño estructural varían de un proyecto a otro. En todos los casos, la prevención del colapso es un requisito importante - tal vez el más importante- y , por ello, debe adoptarse un coeficiente de seguridad adecuado. En este contexto, la estructura debe ser proyectada para cumplir con los requisitos de resistencia y estabilidad. Estos conceptos se ilustran en la figura 1, en la que se muestra una barra larga y delgada sometida a tracción (figura 1a) y compresión (figura 1b). En el caso de la tracción, la resistencia a la carga de la barra está regida por la capacidad del material para resistirla sin romperse. La barra sólo puede soportar esta carga en compresión si permanece estable, es decir, si no se deforma significativamente en una dirección perpendicular a la línea de acción de la carga aplicada. La rigidez de la estructura es otra característica importante que tiene que ver más con la resistencia a la deformación que con el colapso. Ello resulta de particular importancia en el caso de las vigas, cuya flecha bajo una carga particular está relacionada con su rigidez (figura 1c). Las grandes deformaciones no están necesariamente asociadas con el colapso, y algunos materiales frágiles, como el vidrio, pueden romperse con una escasa deformación previa. Puede ser necesario incluir otras consideraciones en el proceso de diseño. Éstas son: comportamiento cuantificable como deformación, fatiga, resistencia al incendio y comportamiento dinámico; consideraciones como la corrosión y la adaptación de servicios que pueden influir tanto en los detalles como en el concepto general, pero de una forma más cualitativa; y la estética, que depende en gran medida de valoraciones subjetivas. Además, es muy probable que las consideraciones económicas influyan considerablemente en la gran mayoría de los diseños estructurales. En este contexto son relevantes los aspectos de rapidez y facilidad de construcción, los costes de mantenimiento y de explotación, así como los costes básicos del edificio. La importancia relativa de cada uno de estos factores variará según las circunstancias.

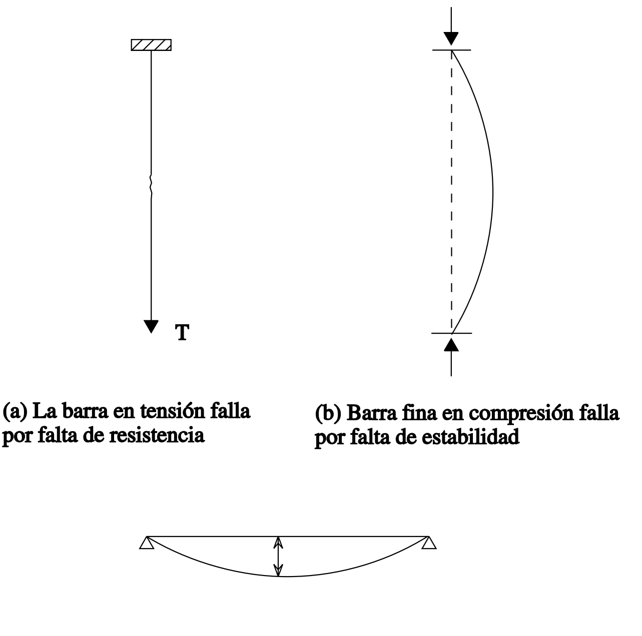


Figura 1 Tipos de fallos

Del enfoque del diseño estructural se trata en la lección 2.1, en la que se describe cómo el proyectista puede empezar a acomodar gran cantidad de requisitos diferentes, muchos de los cuales ejercerán presiones conflictivas. Esta lección se centra en la forma de conseguir un diseño estructural satisfactorio a través de un análisis racional de diversos aspectos del comportamiento de la estructura. Vale la pena hacer hincapié en el hecho de que el proceso de diseño estructural en su conjunto puede considerarse integrado por dos grupos de fases estrechamente interrelacionadas. En el primer grupo se define la forma general de la estructura, por ejemplo pórtico rígido o muros de carga, la disposición de los elementos estructurales (normalmente en términos de un emparrillado estructural) y el tipo de elementos y materiales estructurales que se van a utilizar, por ejemplo vigas y columnas de acero y suelos compuestos. Se requiere un alto grado de creatividad. La síntesis de una solución se desarrolla sobre la base del profundo conocimiento de un amplio abanico de temas. Estos temas incluyen el comportamiento de las estructuras y los materiales, así como un sentido de las implicaciones detalladas que tendrán las decisiones que se tomen en esta fase, por ejemplo, reconocer el canto que deberá tener una viga para una función en particular. Los métodos for-

malizados resultan escasamente útiles en esta fase. Una solución satisfactoria depende en mayor medida de la capacidad creativa del proyectista.

En las fases posteriores se determinan con más detalle las dimensiones de los componentes estructurales y las uniones entre ellos. A estas alturas, el problema ya está claramente definido y el proceso se puede formalizar más. En el caso de las estructuras de acero, el proceso comprende, por lo general, la selección de una magnitud apropiada de los perfiles normalizados, aunque en algunas circunstancias el proyectista puede desear utilizar un perfil no normalizado cuya ejecución requerirá, generalmente, soldar chapas o perfiles normalizados para formar vigas de alma llena o de celosía.

Las normas de diseño desempeñan un papel importante en esta fase del diseño detallado de los elementos. Su intención es ayudar a garantizar que los edificios se proyecten y construyan de forma que sean seguros y cumplan su función. Esta normativa puede variar considerablemente en su alcance y contenido. Puede basarse simplemente en normas de rendimiento, dejando al proyectista una gran flexibilidad en cuanto a cómo alcanzar una solución satisfactoria. Un ejemplo de ello son las leyes de construcción publicadas por el Rey Hammurabi de Babilonia en torno al 2200 a.C.. Están conservadas en forma de escritura cuneiforme en una tabla de arcilla e incluyen disposiciones tales como “Si un constructor construyere una casa para un hombre y no hiciere su construcción firme, y si la casa que ha construido se colapsare y provocare la muerte de su propietario, ese constructor será ejecutado. Si provocare la muerte del hijo del propietario de la casa, se ejecutará a un hijo del constructor. Si provocare la muerte de un esclavo del propietario de la casa, el constructor entregará al propietario un esclavo del mismo valor”. El peligro, y al mismo tiempo el atractivo, de tal enfoque es que depende en gran medida de la capacidad del proyectista. No incluye exigencias formales basadas en el buen criterio actual y el ingeniero tiene libertad para justificar el diseño de cualquier manera.

El otro extremo lo constituye un conjunto de normas de diseño altamente preceptivas que proporcionan “recetas” para soluciones satisfactorias. Puesto que éstas pueden incorporar los resultados de la experiencia previa acumulada a lo largo de muchos años, y complementados por trabajos de investigación más recientes, podrían parecer más seguras. Sin embargo, este enfoque no puede aplicarse a las fases conceptuales del diseño y existen muchos casos en los que las circunstancias reales a las que se enfrenta el proyectista difieren, de alguna manera, de las previstas en las normas. Existe asimismo el riesgo psicológico de que a tales normas de diseño se les presuponga una validez “absoluta” y se adopte una fe ciega en los resultados que se vayan a obtener utilizándolas.

Está claro que ambos enfoques tienen su papel que desempeñar. Quizá lo mejor sería especificar unos criterios de rendimiento satisfactorio para reducir al mínimo la posibilidad de colapso o de cualquier otro tipo de fallo. Los ingenieros tendrían entonces libertad para cumplir con los criterios de diferentes maneras, pero también disponer de datos para utilizarlos si fuese preciso. El aspecto más importante es, quizás, la actitud del ingeniero, que debe basarse en el sentido común e incluir un elemento de saludable escepticismo en cuanto a las propias normas de diseño.



2. LAS INCERTIDUMBRES EN DISEÑO ESTRUCTURAL

La simple cuantificación del proceso de diseño, utilizando sofisticadas técnicas analíticas y potentes ordenadores, no elimina las incertidumbres asociadas al diseño estructural, aunque puede reducir algunas.

Estas son:

- cargas
- leyes constitutivas del material
- modelización de la estructura
- imperfecciones estructurales

Las cargas se explican con mayor detalle en la lección 2.3. Aunque es posible cuantificar las cargas de una estructura, es importante reconocer que en la mayoría de los casos estas cargas representan poco más que una estimación de la intensidad probable de la carga máxima a la que una estructura estará expuesta. Algunas cargas, como el peso propio de la estructura, pueden resultar más fáciles de definir que otras, como la carga del viento o las ondas de gravedad en las estructuras marítimas. Sin embargo, existe un alto grado de incertidumbre asociado a todas las cargas y esto debe reconocerse siempre.

Las leyes constitutivas se basan normalmente en los resultados de ensayos realizados con muestras pequeñas. Por comodidad, la representación matemática del comportamiento, por ejemplo en forma de curva de tensión-deformación, se considera de forma simplificada a los efectos del diseño estructural. En el caso del acero, la representación normal es el comportamiento elástico lineal hasta el límite elástico con comportamiento plástico a deformaciones mayores (figura 2). Aunque esta representación da una medida razonable del comportamiento del material, está claro que no es absolutamente precisa. Además, todo material presentará una variabilidad natural, normalmente, dos muestras tomadas del mismo lote fallarán a tensiones diferentes en los ensayos. Comparado con otros materiales, el acero es notablemente consistente a este respecto pero, no obstante, las desviaciones existen y representan otra fuente de incertidumbre.





Figura 2 Propiedades mecánicas del acero

Los métodos de análisis del comportamiento de las estructuras han avanzado significativamente en los últimos años, en particular gracias al desarrollo de las técnicas informatizadas. A pesar de ello, el análisis estructural se basa siempre en una cierta idealización del comportamiento real. En algunos casos, como las vigas aisladas soportadas en apoyos simples, la idealización puede ser bastante precisa. En otras circunstancias, sin embargo, la diferencia entre el modelo y la estructura real puede ser bastante significativa. Un ejemplo de ello es la cercha a la que, normalmente, se le suponen uniones articuladas, aunque de hecho las uniones pueden ser bastante rígidas y algunas barras pueden ser continuas. La presunción de que las cargas se aplican solamente en los nudos puede no ser realista. Aunque estas simplificaciones pueden resultar adecuadas en la

modelización del comportamiento general, deben reconocerse las implicaciones, al menos en lo que se refiere a efectos secundarios.

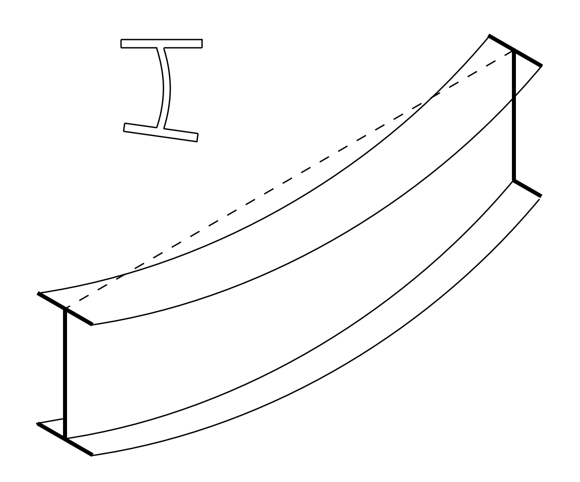


Figura 3 Imperfecciones geométricas en sección transversal y a lo largo de la longitud de perfiles laminados (exageradas)

Otra fuente de incertidumbre procede de las imperfecciones de la estructura, que son de dos tipos: geométricas, es decir, desviación de la rectilineidad o desajuste, y mecánicas, es decir, tensiones residuales debidas a los procesos de trabajo de taller o a la falta de homogeneidad de las propiedades del material. No es posible fabricar perfiles de acero conforme a dimensiones absolutas; el desgaste de la maquinaria y las inevitables desviaciones en el proceso de fabricación provocarán pequeñas desviaciones que deben reconocerse. Del mismo modo, aunque la construcción en acero se realiza con unas tolerancias mucho más estrechas que en la mayoría de los materiales estructurales, se producirán algunas desviaciones (por ejemplo en la alineación de barras individuales) (figura 3).

Al adoptar un enfoque cuantificado del diseño estructural deben reconocerse y tenerse en cuenta todas estas incertidumbres. Se prevén con los medios siguientes:

- especificando niveles de carga que, basados en la experiencia previa, representen las peores condiciones que puedan darse en un tipo particular de estructura.
- especificando un procedimiento de toma de muestras, un plan de ensayos y límites en las propiedades del material.
- especificando límites o tolerancias de fabricación y de ejecución.
- utilizando métodos de cálculo apropiados, reconociendo la diferencia entre el comportamiento real y el comportamiento idealizado.

Estas medidas no eliminan las incertidumbres, sino simplemente ayudan a controlarlas dentro de límites definidos.



3. DISEÑO PARA EVITAR EL COLAPSO

3.1 Antecedentes

El diseño estructural no es algo nuevo. Desde que el hombre empezó a construir (viviendas, lugares de culto, puentes) siguió alguna filosofía de diseño, aunque a menudo de forma inconsciente diseños anteriores. Cuando se introducían innovaciones o modificaciones, las técnicas de tanteo era lo único de lo que se disponía. Como resultado de ello, muchas de las estructuras que se construían, o se construían parcialmente ,o colapsaban ,o sus prestaciones eran inadecuadas. Aún así, estos fallos resultaban positivos en la medida en que contribuían a acumular conocimientos sobre lo que era viable o no.

Este enfoque empírico persistió durante muchos siglos. Incluso hoy en día forma parte del enfoque adoptado en el diseño. A menudo se utilizan reglas y recomendaciones empíricas basadas ampliamente en la experiencia previa. La técnica de la construcción tampoco está libre de fallos en la actualidad, a pesar de la aparente sofisticación de los métodos de diseño y de la potencia de los ordenadores. Los colapsos dramáticos de puentes de vigas en cajón a principios de los años setenta fueron una triste muestra de lo que puede ocurrir cuando los nuevos desarrollos van demasiado por delante de la experiencia existente.

La aparición de nuevos materiales, especialmente el hierro colado y pudelado, hicieron necesario una nueva orientación y el desarrollo de métodos más científicos. El nuevo enfoque incluía ensayos de muestras de material y pruebas de carga de componentes y conjuntos estructurales. De este modo se justificaban a veces también nuevos conceptos, por ejemplo en el caso del puente Forth Rail.

Los primeros pasos para racionalizar el diseño de estructuras de un modo cuantitativo se produjeron a principios del siglo XIX con el desarrollo del análisis elástico. Este tipo de análisis permitió a los ingenieros determinar el efecto (sobre componentes estructurales individuales) de las fuerzas aplicadas a una estructura completa.

Los ensayos de materiales proporcionaron información sobre la resistencia y, en el caso del hierro y el acero, otras características como el límite elástico. Naturalmente, a menudo se daban grandes desviaciones en los valores medidos, como ocurre incluso en la actualidad con algunos materiales. Normalmente, al objeto de garantizar un diseño seguro, en los resultados de los ensayos se adoptaba para la resistencia un límite inferior, un valor por debajo del cual no caían los datos experimentales. Reconociendo algunas de las incertidumbres asociadas a los métodos de diseño basados en el cálculo, las tensiones en condiciones de carga máxima de servicio se limitaban a un valor igual al límite elástico dividido por un factor de seguridad. Este factor de seguridad se especificaba de una forma aparentemente arbitraria, siendo los valores de 4 o 5 algo bastante normal.

Este enfoque proporcionó las bases para casi todo el cálculo estático estructural hasta hace muy poco y, para algunas aplicaciones, se sigue utilizando en la actualidad. A medida que el conocimiento del comportamiento de los materiales ha aumentado y se han racionalizado más los factores de seguridad, las especificaciones de resistencia también han cambiado. Los cambios en la práctica de construcción y el desarrollo de materiales nuevos y más resistentes han impuesto modificaciones detalladas de las normas de diseño, en particular respecto al comportamiento a pandeo. No obstante, el enfoque básico siguió siendo el mismo hasta hace muy poco, cuando ciertas limitaciones del diseño clásico, basado en la resistencia admisible, se hicieron aparentes. Estas limitaciones pueden resumirse del modo siguiente:

i no se reconocen diferentes niveles de incertidumbre asociados a los diferentes tipos de carga.

ii tipos diferentes de estructura pueden tener coeficientes de seguridad muy distintos en

términos de colapso y estas diferencias no se evidencian de ninguna forma cuantificable.

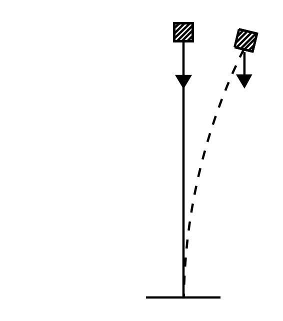
iii no se reconoce la ductilidad ni la reserva de resistencia posterior al límite elástico característica de las estructuras de acero.

La última de estas limitaciones fue superada por el trabajo de Baker [1] y sus colaboradores en los años treinta, cuando se desarrolló el cálculo plástico. Este método se basaba en asegurar un coeficiente global de seguridad contra el colapso, previendo el "fallo" localizado con una redistribución de las tensiones de flexión. Beal [2] aporta una comparación del cálculo elástico y el cálculo plástico.

Una vez reconocidos los inconvenientes del método de diseño basado en la tensión admisible, se ha adoptado un enfoque alternativo conocido como el diseño basado en estados límites. En la actualidad, para la mayoría de los tipos y materiales estructurales, hay procedimientos bien establecidos de diseño basado en estados límites. El enfoque reconoce la inevitable variabilidad e incertidumbre en la cuantificación de las prestaciones estructurales, incluidas las incertidumbres de las características de los materiales y los niveles de carga. Idealmente, cada incertidumbre se trata normalmente de una forma similar empleando técnicas estadísticas para identificar valores típicos o característicos y el grado de desviación que se puede esperar de esta norma [3]. Entonces es posible derivar factores de seguridad parciales que son consistentes, uno para cada aspecto de incertidumbre del diseño. Así, por ejemplo, a diferentes tipos de carga se les aplican coeficientes diferentes. Seguidamente se examinan varios estados límites de la estructura. En ese caso, la estructura se proyecta para fallar en condiciones de carga ponderadas, lo que da una idea de los márgenes de seguridad más clara de la que se tenía anteriormente con el cálculo de la tensión admisible.

3.2 Estabilidad

Una resistencia inadecuada no es la única causa de colapso. En particular, el proyectista debe asegurar una estabilidad adecuada, tanto de la estructura completa (en función de su forma general) como de cada parte de la misma (dependiendo de las proporciones y materiales de cada barra). Esta última se resuelve generalmente modificando la resistencia del material según las condiciones individuales. La estabilidad general resulta mucho más difícil de cuantificar y debe estudiarse cuidadosamente en la fase inicial del diseño de la estructura. En este sentido, la estabilidad de la estructura puede definirse por las condiciones en las cuales una estructura ni se colapsará (completa o parcialmente) debido a cambios menores, por ejemplo de su forma, estado o carga normal, ni será indebidamente sensible a acciones accidentales. En la figura 4 se muestran algunos ejemplos.



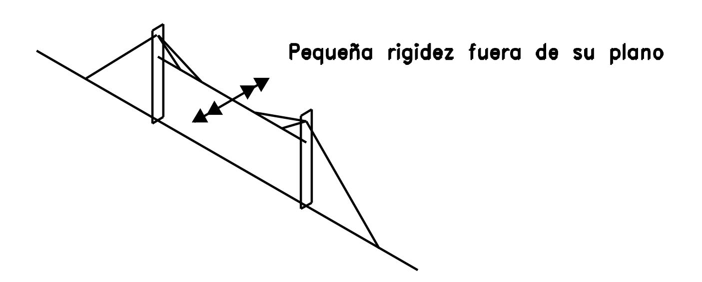


Figura 4 Ejemplos de disposiciones estructurales potencialmente inestables

En el estudio de la estabilidad, la posición de los principales elementos de apoyo debe proporcionar una vía claramente definida para la transmisión de cargas, incluidos los efectos del viento y sísmicos sobre los cimientos. Al considerar las cargas del viento en los edificios es importante prever arriostramientos en dos planos verticales ortogonales, distribuidos de forma que se eviten efectos de torsión indebidos, y reconocer el papel de la estructura del forjado en

la transmisión de cargas del viento a estas áreas arriostradas (figura 5). El arriostramiento puede efectuarse de varias maneras, por ejemplo mediante elementos de arriostramiento transversales o la acción de un pórtico rígido.

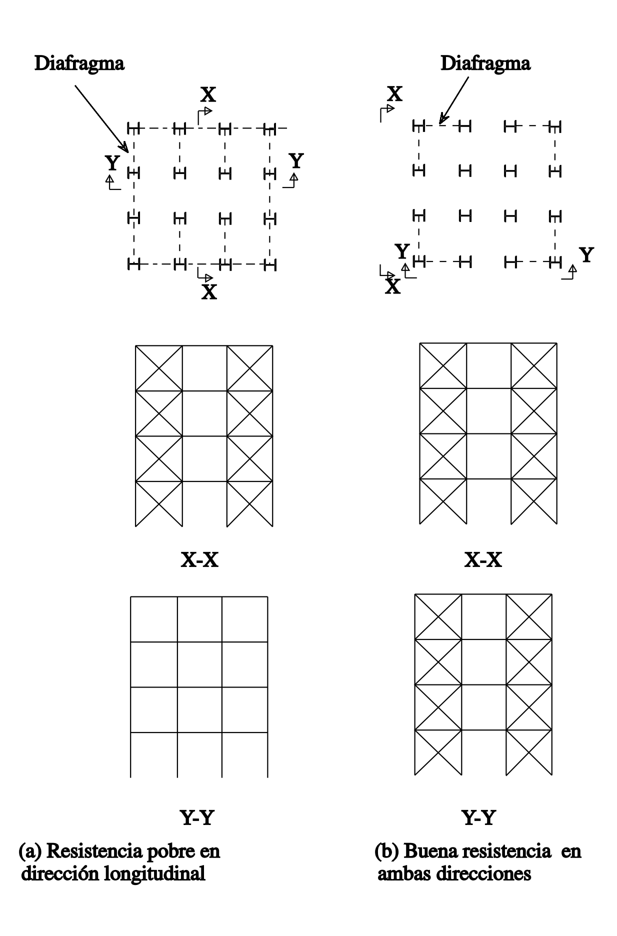


Figura 5 Estabilidad en dirección transversal

La consideración de acciones accidentales como explosiones o impactos resulta más difícil, pero el principio consiste en limitar la extensión de los daños causados. Los daños pueden limitarse previendo cargas muy altas (no apropiadas generalmente) o previendo múltiples líneas de carga. En el diseño se deben considerar los daños locales que dejan ineficaces elementos individuales de la estructura, asegurándose de que el resto de la estructura es capaz de soportar la nueva distribución de las cargas, aunque con un factor de seguridad menor. Las estrategias alternativas deben prever la disipación de acciones accidentales, por ejemplo dando salida a las explosiones, y proteger la estructura, por ejemplo instalando protecciones para evitar el impacto de vehículos en las columnas (figura 6).

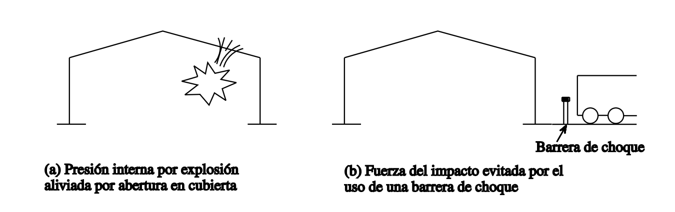


Figura 6 Estratégias alternativas para tratar con acciones accidentales

Naturalmente, debe asegurarse la estabilidad estructural cuando se realizan alteraciones en las estructuras existentes. En todos los casos debe considerarse muy cuidadosamente la estabilidad durante la ejecución.

3.3 Robustez

La robustez se asocia a la estabilidad de muchas maneras. Formas de construcción que cumplen con la función primaria de acomodar condiciones de carga normales –altamente idealizadas a efectos del diseño– pueden no satisfacer una función secundaria cuando la estructura está sometida a condiciones de carga reales. Por ejemplo, normalmente se supone que el forjado de un edificio debe transmitir las cargas del viento en el plano horizontal a las posiciones arriostradas. La transmisión de las cargas del viento sólo se consigue si existe una conexión adecuada entre el forjado y otras piezas de la estructura y fábrica del edificio y si la forma de construcción del propio forjado es adecuada.

4. OTROS OBJETIVOS DEL DISEÑO

Aunque el colapso es una consideración principal para el ingeniero de estructuras, existen muchos otros aspectos que deben ser considerados. Ninguno de estos aspectos puede cuantificarse y sólo algunos de ellos se aplicarán normalmente. No obstante, para lograr una solución con éxito, el proyectista debe decidir qué consideraciones se pueden ignorar, cuáles son los criterios más importantes en el desarrollo del proyecto y cuáles se pueden comprobar simplemente para asegurar unas prestaciones satisfactorias.

4.1 Deformación

La flecha de una estructura tiene mucho más que ver con la rigidez que con la resistencia. Una flecha excesiva puede provocar varios efectos indeseables. Estos incluyen daños en los acabados (en particular cuando se utilizan materiales frágiles como vidrio o escayola), estancamiento de agua en cubiertas planas (que puede provocar fugas e incluso el colapso en casos extremos), alarma visual a los usuarios y, en casos extremos, cambios en el comportamiento estructural suficientes para provocar el colapso. Quizá el ejemplo más frecuente de los efectos de la flecha se da en las columnas, que se diseñan principalmente para cargas de compresión pero que pueden verse sometidas a efectos de pandeo importantes cuando la columna se deforma en un plano horizontal, el llamado efecto P-delta.

El enfoque normal en el diseño consiste en comprobar que las flechas calculadas no superan los niveles admisibles, que dependen del tipo de estructura y de los acabados empleados. Por ejemplo, los límites de la flecha de las estructuras de cubiertas normalmente no son tan severos como los de las estructuras de los forjados. Al efectuar estas comprobaciones es importante reconocer que la flecha total $\delta_{máx}$ está formada por varios componentes, como se muestra en la figura 7, esto es:

$$\delta_{máx} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

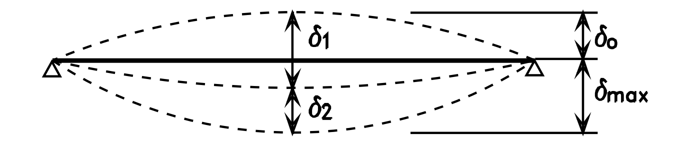


Figura 7 Componentes de flexión a considerar

donde

δ_1 es la flecha debida a cargas permanentes

δ_2 es la flecha debida a cargas variables

δ_0 es la contraflecha (en su caso) de la viga sin carga.

Al controlar las flechas, a menudo es necesario considerar tanto $\delta_{máx}$ como δ_2, aplicándose los límites más severos en el segundo caso.

Aunque las flechas calculadas no proporcionan necesariamente una predicción precisa de los valores probables, sí dan una medida de la rigidez de la estructura. Por lo tanto, constituyen una guía razonable de las prestaciones de la estructura a este respecto. Con la tendencia hacia vanos mayores y materiales de mayor resistencia, en los últimos años el diseño basado en la flecha ha adquirido más importancia. En muchos casos, esta consideración dicta la magnitud de los elementos estructurales más que su resistencia. En el caso de ciertas estructuras el control de la flecha tiene una importancia máxima. Ejemplos de ello son las estructuras que soportan grúas elevadas y las que alojan equipamientos sensibles. El diseño basado en la flecha es probablemente la condición crítica en tales casos.

4.2 Vibración

Al igual que el comportamiento de la flecha, las características de vibración de una estructura dependen de la rigidez más que de la resistencia. El principio del diseño consiste en adoptar una solución para la cual la frecuencia

de la vibración sea lo bastante diferente de la de cualquier fuente de excitación, por ejemplo una máquina, para evitar la resonancia. La mayor longitud de los vanos, las estructuras más ligeras y una reducción de la masa y la rigidez de los tabiques y revestimientos han contribuido a reducir de forma generalizada las frecuencias naturales para las estructuras de los edificios. Se han registrado casos de incomodidad humana y el Eurocódigo 3 [4] especifica ahora una frecuencia natural mínima de 3 ciclos por segundo para los suelos en uso normal y 5 ciclos por segundo para los suelos de pistas de baile.

Puede asimismo ser necesario considerar las oscilaciones excitadas por el viento en estructuras inusualmente flexibles como las de edificios muy esbeltos y altos, puentes de gran luz, cubiertas grandes y elementos inusualmente flexibles como tirantes ligeros. En estas estructuras flexibles deben estudiarse, con cargas de viento dinámicas, las vibraciones en el plano de la dirección del viento y perpendiculares a la misma, así como las vibraciones inducidas por las rachas y torbellinos. Las características dinámicas de la estructura pueden ser el criterio principal del diseño en tales casos.

4.3 Resistencia al incendio

En el Tomo 6 se explican las previsiones de seguridad en el caso de incendio. Un requisito común es que se mantenga la integridad estructural durante un periodo especificado a fin de que los ocupantes del edificio puedan abandonarlo y puedan realizarse las operaciones de lucha contra el incendio sin peligro de colapso de la estructura. En el caso de estructuras de acero pueden adoptarse estrategias de diseño alternativas para cumplir este requisito. El enfoque tradicional ha consistido en completar el diseño de la estructura en frío y prever algún tipo de aislamiento para la estructura de acero. Este enfoque puede representar una solución costosa y, en la actualidad, se han desarrollado métodos alternativos que permiten la reducción, y en algunos casos la eliminación completa, de la protección contra incendios. Para llevar a cabo estas alternativas de manera eficaz, es importante que en una fase inicial del proyecto se considere cómo se va a obtener la resistencia al incendio de la estructura de acero. La adopción de una solución de diseño que puede resultar relativamente ineficiente en términos de peso de acero en condiciones normales puede verse ampliamente compensada por el ahorro en protección contra el incendio (figura 8).

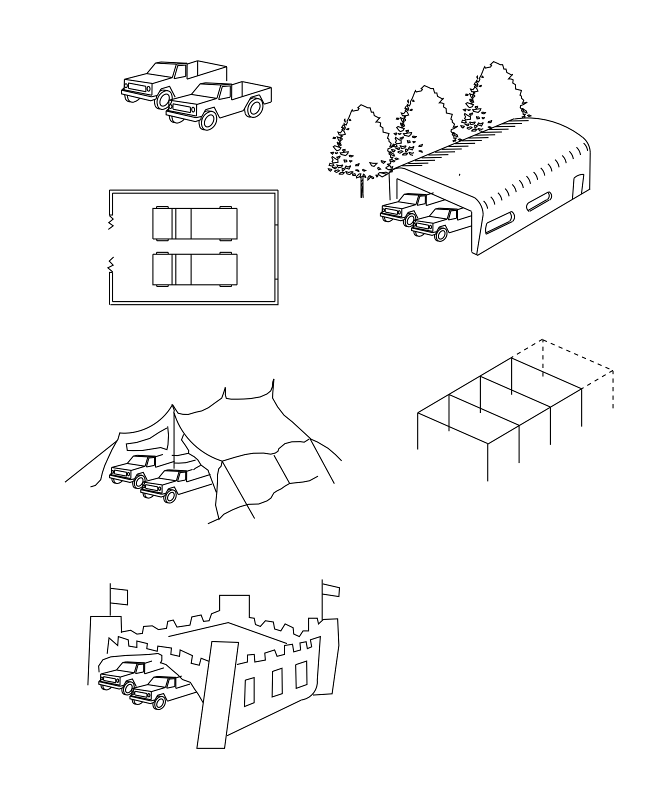


Figura 8 Conceptos iniciales

Los edificios situados junto a otros locales pueden requerir una consideración especial a fin de prevenir la propagación del incendio a los locales adyacentes debido a un colapso estructural. También para estos casos se han desarrollado procedimientos de diseño cuantitativos [5].

4.4 Fatiga

Cuando una estructura, o elementos individuales de la misma, están sometidos a fluctuaciones importantes de tensión, puede producirse un colapso por fatiga después de un cierto número de ciclos de carga a niveles de tensión muy por debajo de la resistencia estática normal. Los principales factores que afectan al comportamiento en fatiga son el

campo de tensiones experimentadas, el número de ciclos de carga y el entorno. Las estructuras que requieren una consideración particular a este respecto son las vigas carril, los puentes de carreteras y ferrocarril, y las estructuras sometidas a ciclos repetitivos de vibración procedente de maquinaria u oscilaciones inducidas por el viento. El Eurocódigo 3 [4] incluye orientaciones para el diseño.

4.5 Ejecución

Una de las principales ventajas de la estructura de acero es la rapidez a la que puede avanzar su ejecución. Para aprovechar al máximo esta ventaja, puede ser necesario adoptar una solución estructuralmente menos eficiente, por ejemplo utilizando el mismo perfil para todas las barras en la construcción de un forjado, incluso si unas viguetas reciben una carga menor que otras (figura 9). Debe evitarse el apuntalamiento temporal , al igual que los cambios posteriores de detalles que pueden afectar al trabajo de taller.

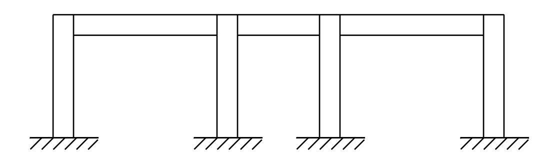


Figura 9 Adoptar el mismo perfil para todos los miembros de un forjado podría ser poco eficaz en cuanto a uso de material, pero economiza la construcción

La estructura no debe ser considerada de forma aislada, sino tratada como una parte de la construcción completa, junto con los servicios, el revestimiento y los acabados. Adoptando un enfoque coordinado en el diseño, integrando las partes y eliminando o reduciendo los trabajos de albañilería, puede incrementarse al máximo la velocidad de ejecución de la totalidad del proyecto. Un buen ejemplo de ello es el sistema de emparrillado continuo bidireccional utilizado para la sede central de BMW en Bracknell y otros proyectos [6].

La instalación de servicios puede tener implicaciones importantes en la rapidez, el coste y el detalle de construcción. En edificios con requisitos importantes de servicios, el coste de éstos puede ser considerablemente mayor que el coste de la estructura. En tales circunstancias, puede ser mucho mejor sacrificar la eficiencia estructural en aras de la facilidad para acomodar los servicios. El diseño de los forjados , incluidos los acabados, la estructura, la protección contra incendios y los servicios, tiene implicaciones en otros aspectos de la construcción del edificio. Cuanto más canto tenga el forjado, para un mismo número de plantas, mayor será la altura total del edificio, y, por tanto, la cantidad de revestimiento externo necesario. En numerosos edificios comerciales se utilizan sistemas de revestimiento muy sofisticados y costosos. El ahorro en sistemas de revestimiento puede compensar ampliamente el uso de una construcción de forjado mas fino, pero menos eficiente. Cuando existe un control estricto de programación de la altura total del edificio, puede incluso ser posible acomodar plantas adicionales de esta manera.

4.6 Mantenimiento

Todas las estructuras deben revisarse y mantenerse de forma regular, aunque es probable que algunas condiciones sean más exigentes a este respecto. Por ejemplo, una estructura de acero en un ambiente interior seco y con calefacción no sufrirá corrosión, mientras que la estructura de un puente en una zona costera requerirá planes de mantenimiento rigurosos. Algunas formas estructurales son más fáciles de mantener que otras y, cuando las condiciones de exposición son severas, la facilidad para la inspección y el mantenimiento debe ser un criterio importante. Los objetivos principales en este contexto son evitar zonas inaccesibles, disponer registros para suciedad y humedad y utilizar perfiles individuales laminados o tubulares preferiblemente a conjuntos tipo cercha compuestos por perfiles más pequeños.

5. RESPONSABILIDADES DEL PROYECTO

Un ingeniero tiene la responsabilidad de asegurar que el diseño y los detalles de todos los componentes sean compatibles y cumplan con los requisitos generales del proyecto. Esta responsabilidad es de la mayor importancia cuando diferentes diseñadores u organizaciones son responsables de partes individuales de una estructura como cimientos, superestructura y revestimiento. En este caso debería incluirse una valoración de los planos de trabajo y otros documentos para verificar, entre todos, que los requisitos de estabilidad se hayan sido incorporados en todos los elementos y que puedan cumplirse durante la fase de ejecución.

Antes y durante la ejecución es esencial la comunicación efectiva entre los componentes del equipo de diseño, así como entre el diseñador y el constructor. Una buena comunicación ayudará a evitar conflictos potenciales del proyecto, por ejemplo cuando deben penetrar servicios en la estructura, así como para la realización segura de la estructura conforme a los planos y pliego de condiciones. El constructor puede asimismo necesitar información sobre los resultados de los estudios de obra y de terreno, hipótesis de carga, resistencia a las cargas, límites de las posiciones de uniones de construcción y posiciones de elevación para barras que deban montarse como piezas individuales. Cuando sea necesario, debe elaborarse una memoria acompañada de croquis en la que se detalle cualquier requisito especial, por ejemplo cualquier diseño inusual o cualquier aspecto particularmente sensible de la estructura o la construcción. Esta memoria debe ponerse a disposición del fabricante para que adopte las medidas apropiadas en lo referente a obras temporales y métodos de ejecución.

El diseñador debe ser informado de los métodos de construcción propuestos, los procedimientos de montaje, el uso del equipo y las obras temporales. El programa de ejecución y la secuencia de montaje deben acordarse entre el proyectista y el constructor.

Una comunicación plana y efectiva entre todas las partes involucradas ayudará no sólo a promover una ejecución segura y eficaz, sino que puede mejorar también conceptos y detalles del proyecto. El diseño no debe contemplarse como un fin en si mismo, sino como una parte importante de cualquier proyecto de construcción.

6. RESUMEN FINAL

- Existen muchos problemas asociados al diseño estructural. Por muchas potentes herramientas que haya disponibles, el ingeniero debe reconocer siempre que el modelo de diseño no es más que una idealización y simplificación de las condiciones reales.
- Un enfoque cuantificado del diseño estructural puede adoptar formas diferentes con vistas a proporcionar un marco para soluciones satisfactorias. La aplicación de reglas de diseño debe combinarse con el sentido común y el conocimiento.
- En el diseño estructural deben considerarse muchos aspectos, tanto de rendimiento como de costes. La solución estructural más eficiente puede no ser la solución general más eficiente si no se consideran de forma coordinada otros aspectos interdependientes de la construcción.

7. BIBLIOGRAFÍA

[1] Baker, J.F., and Heyman, J. “Plastic Design of Frames 1: Fundamentals”, Cambridge University Press, 1969.

[2] Beal, A.N. “What’s wrong with load factor design?”, Proc. ICE, Vol. 66, 1979.

[3] Armer, G.S.T., and Mayne, J.R. “Modern Structural Design Codes - The case for a more rational format”, CIB Journal Building Research and Practice, Vol. 14, No. 4, pp. 212-217, 1986.

[4] Eurocódigo 3 “Design of Steel Structures” ENV1992-1-1: Part 1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, 1992.

[5] Newman, G.J. “The behaviour of portal frames in boundary conditions”, Steel Construction Institute.

[6] Brett, P.R. “An alternative approach to industrial building”, The Structural Engineer, Nov. 1982.



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO:
INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.2.2: Bases de Diseño en Estado Límite y Coeficientes de Seguridad



OBJETIVOS/CONTENIDO

Explicar los principios de diseño basado en estados límite en el contexto del Eurocódigo 3: Diseño de estructuras metálicas. Proporcionar información sobre los coeficientes de seguridad parciales para cargas y resistencia y considerar cómo pueden justificarse los valores particulares.

LECCIONES AFINES

Lección 2.1:	Proceso de Diseño
Lección 2.3:	Bases para la Determinación de Cargas
Lección 2.8:	Aprender de los Errores
Lección 3.4:	Calidades y tipos de Acero
Lección 3.5:	Selección de la calidad del Acero

RESUMEN

Se explica la necesidad de las idealizaciones estructurales en el contexto del desarrollo de análisis cuantitativos y métodos de diseño. Se comentan formas alternativas de introducir márgenes de seguridad y el papel de las reglas de diseño. Se explican las bases de diseño estados límite y los valores apropiados de los coeficientes de seguridad para cargas y resistencia. Se incluye un glosario de términos.



1. INTRODUCCIÓN

Los objetivos fundamentales del diseño estructural son proyectar una estructura funcional, que sea segura y útil, y cuya construcción y mantenimiento sean económicos. Todas las reglas de diseño, cualquiera que sean sus bases, están destinadas a ayudar al proyectista a satisfacer estos requisitos básicos. En el pasado, el diseño era altamente empírico. Inicialmente se basaba en la experiencia previa e inevitablemente se producía un número considerable de fallos. Posteriormente se desarrollaron métodos de ensayo físico como un medio de probar la eficacia de diseños innovadores.

Las primeras aproximaciones al diseño basado en métodos de cálculo empleaban la teoría de la elasticidad. Se han utilizado casi exclusivamente como la base de un diseño estructural cuantitativo hasta hace muy poco. En la actualidad, el diseño basado en estados límite está sustituyendo a los enfoques anteriores basados en la tensión admisible elástica y constituyen la base del Eurocódigo 3 [1] referido al diseño de estructuras metálicas. En los apartados siguientes se explican los principios del diseño basado en estados límite y se describe su puesta en práctica dentro de las reglas de diseño, en particular el Eurocódigo 3.

2. BASES DE DISEÑO EN ESTADOS LÍMITE

Los métodos de diseño basado en estados límite animan al ingeniero a examinar las condiciones que pueden considerarse como fallo - denominadas estados límites. Estas condiciones se clasifican en los estados límite últimos y estados limite de servicio. Dentro de cada una de estas clasificaciones puede ser necesario comprobar varios aspectos del comportamiento de la estructura metálica.

Los estados límites últimos se refieren a la seguridad, en cuanto a resistencia a las cargas y equilibrio, cuando la estructura alcanza un punto en el que es sustancialmente insegura para la función que se le supone. El proyectista comprueba que la resistencia máxima de una estructura (o elemento de la misma) sea adecuada para soportar las acciones máximas (cargas o deformaciones) a que estará sometida, con un margen razonable de seguridad. Para el cálculo de estructuras metálicas, los aspectos que se deben comprobar son, especialmente, la resistencia (incluida la fluencia, el pandeo y la transformación en un mecanismo) y la estabilidad contra el vuelco (figura 1). En algunos casos puede también ser necesario considerar otras posibles modalidades de rotura, como la rotura debida a la fatiga del material y la rotura frágil.

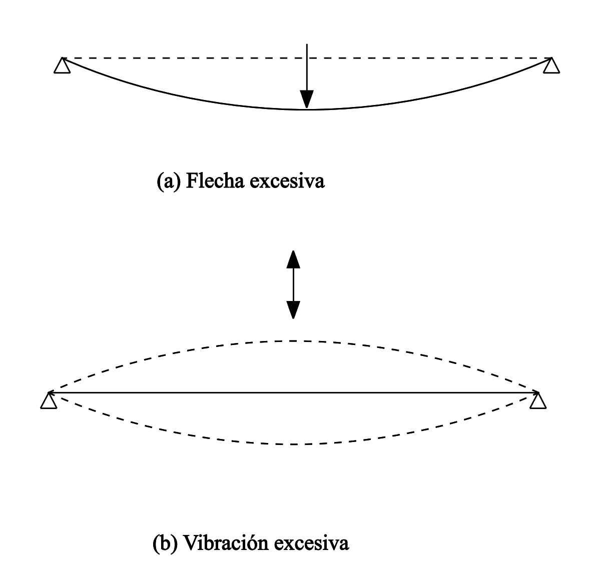
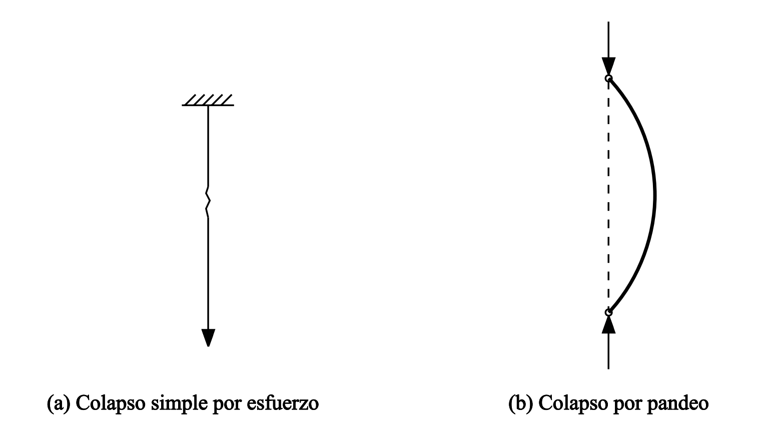


Figura 2 Colapso en condiciones de servicio



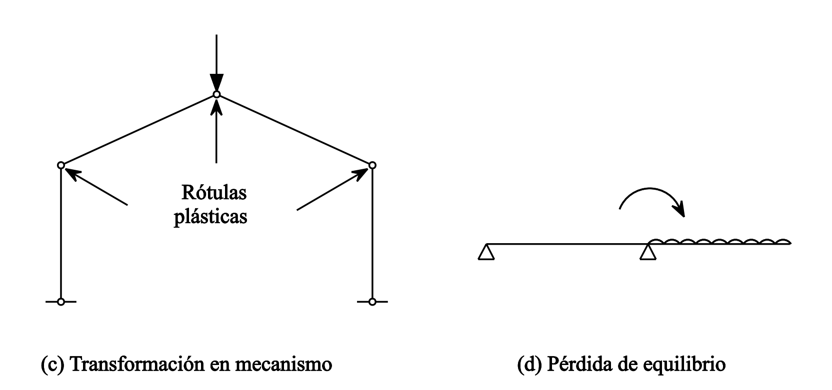


Figura 1 Condiciones últimas de colapso

Los estados límites de uso se refieren a aquellos estados en los que una estructura, aunque aguanta, empieza a comportarse de una forma insatisfactoria debido, por ejemplo, a deformaciones o vibraciones excesivas (figura 2). Así pues, el proyectista comprobará que la estructura cumple satisfactoriamente con su función al ser sometida a las cargas de trabajo o servicio.

Puede ser necesario comprobar estos aspectos del comporta-



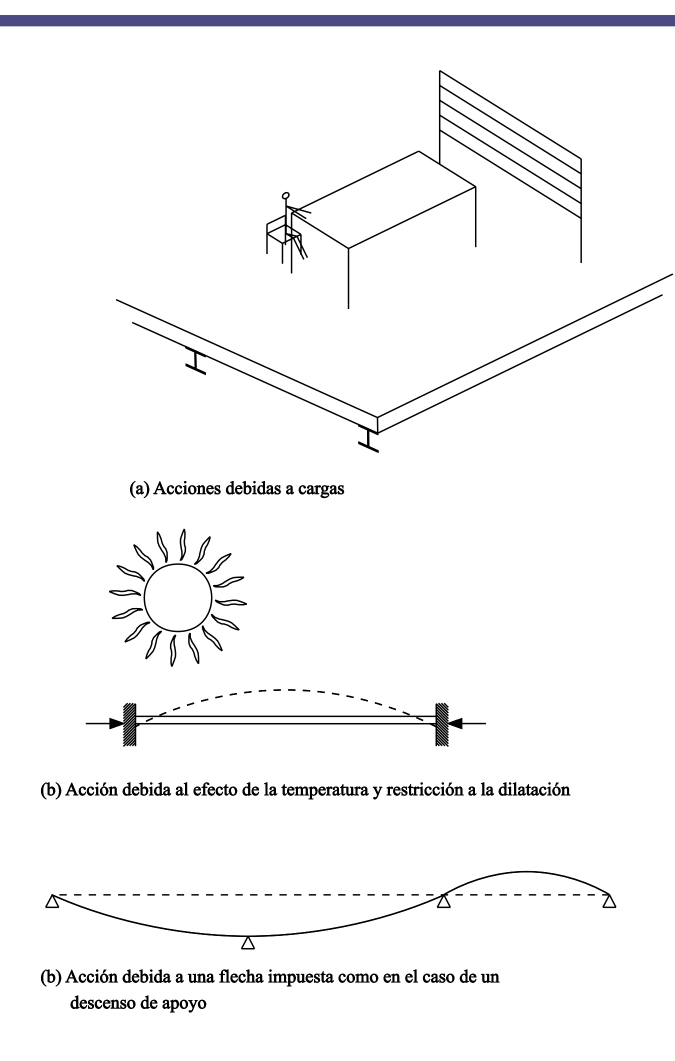


Figura 3 Acciones estructurales

En su nivel más básico, el cálculo basado en estados límites proporciona simplemente un marco dentro del cual se someten a consideración, explícita e independiente, varios requisitos de rendimiento diferentes. Ello no implica necesariamente el uso automático de conceptos estadísticos y probabilísticos, coeficientes de seguridad parciales, etc., ni cálculo plástico, cálculo de carga máxima, etc. Se trata más bien de un método formal que reconoce la variabilidad inherente de las cargas, materiales, prácticas de construcción, aproximaciones efectuadas en el diseño, etc., intentando tenerlas en cuenta de forma que se reduzcan apropiadamente las probabilidades de que la estructura no resulte adecuada para su uso. El concepto de variabilidad es importante porque el proyectista de estructuras metálicas debe aceptar el hecho de que, al realizar sus cálculos estáticos, está utilizando magnitudes que no son absolutamente fijas o determinadas. Un ejemplo de ello son los valores de las cargas y la tensión de fluencia del acero que, aunque mucho menos variables que las propiedades de algunos otros materiales estructurales, se sabe que presentan una cierta dispersión (figura 4). Estas varia-

miento en condiciones diferentes. Por ejemplo, el Eurocódigo 3 define tres situaciones hipotéticas que corresponden al uso normal de la estructura, situaciones transitorias, por ejemplo durante la construcción o reparación, y situaciones accidentales. Puede ser necesario considerar también acciones diferentes, es decir, varias combinaciones de cargas y otros efectos como la temperatura o el asiento (figura 3).

A pesar del aparentemente alto número de casos que se deben considerar, en muchos de ellos será suficiente diseñar sobre la base de la resistencia y la estabilidad y, seguidamente, comprobar que no se vaya a sobrepasar el límite de flecha. Otros estados límites, claramente, no serán aplicables o podrá determinarse, mediante un cálculo bastante sencillo, que no afectan al diseño.

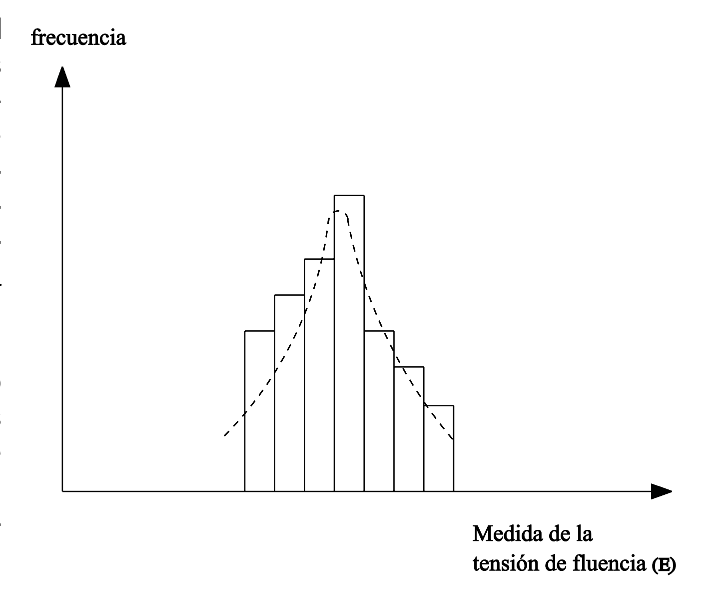


Figura 4 Variabilidad de la tensión de fluencia

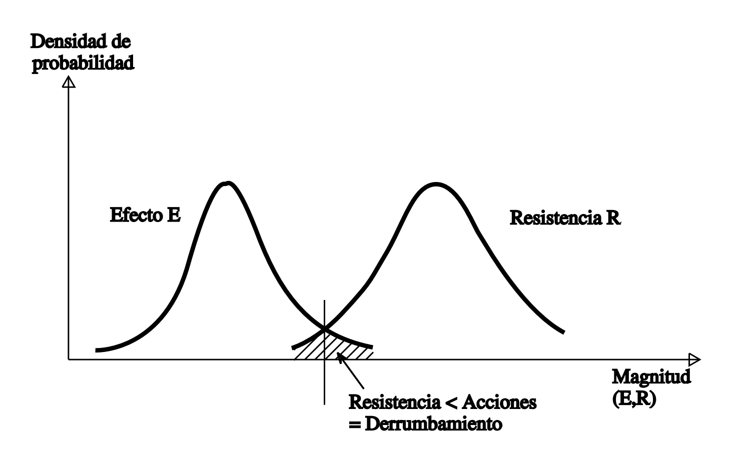


Figura 5 Representación del principio de diseño para acciones y resistencias variables

ciones deben tenerse en cuenta a fin de asegurarse de que los efectos de la carga no superen la resistencia de la estructura al colapso. En la figura 5 se representa este enfoque de forma esquemática, mostrando curvas hipotéticas de distribución de frecuencia para el efecto de cargas en un elemento estructural y su resistencia. Cuando las dos curvas se solapan, tal como se ve en el área sombreada, el efecto de la carga es mayor que la resistencia del elemento y éste fallará.

La debida consideración de cada uno de los límites elimina las inconsistencias de intentar controlar la flecha limitando las tensiones o de evitar la deformación en carga de servicio modificando la base de cálculo (fórmula, modelo matemático, etc,) para una determinación de resistencia máxima.

El método de diseño basado en estados límites puede, por lo tanto, resumirse del modo siguiente:

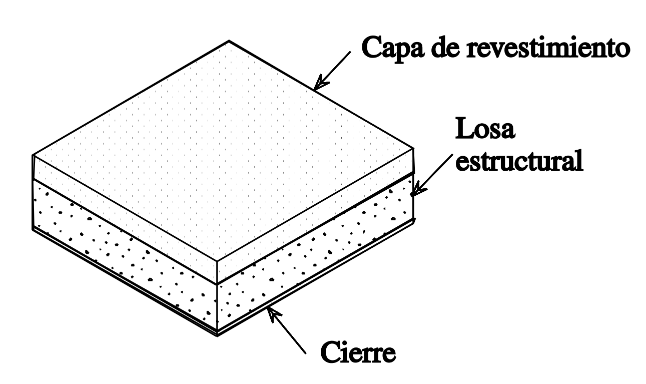
- definir los estados límites pertinentes en los cuales se debe comprobar el comportamiento estructural.
- para cada estado límite, determinar las acciones apropiadas que se deben considerar.

- utilizando los modelos estructurales de diseño y teniendo en cuenta la inevitable variabilidad de parámetros tales como las propiedades de los materiales y los datos geométricos, verificar que no se sobrepase ninguno de los estados límites pertinentes.

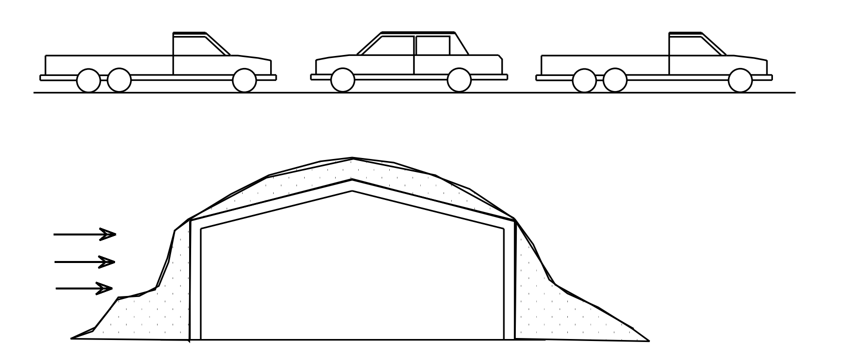
3. ACCIONES

Una acción sobre una estructura puede ser una fuerza o una deformación impuesta, como las debidas a la temperatura o al asiento. En Eurocódigo 3 se hace referencia a acciones directas e indirectas, respectivamente.

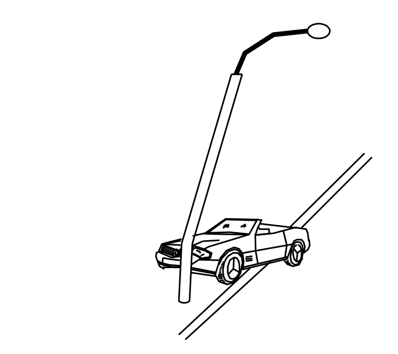
Las acciones pueden ser permanentes, p.ej. el propio peso de la estructura, dispositivos de fijaciones y acabados permanentes; variables, p.ej. cargas impuestas, viento y nieve; accidentales, p.ej. explosiones e impactos (figura 6). Para las acciones de los seísmos, véanse las lecciones 21 y el Eurocódigo 8 [2]. En el Eurocódigo 1 [3] se representan estas acciones con los símbolos G, Q y A respectivamente, junto con un subíndice –k ó d– para indicar valores característicos o de carga hipotética, respectivamente. Asimismo, una acción puede clasificarse como fija o libre, según actúe o no en una posición fija en relación con la estructura.



(a) Acción permanente, ej. pesos muertos



(b) Acciones variables, ej. impuestas, cargas de viento y nieve



(c) Acción accidental, ej. impacto

Figura 6 Acciones estructurales

3.1 Valores característicos de las acciones (G_k, Q_k y A_k)

Las cargas reales aplicadas a una estructura pueden definirse pocas veces con precisión; las estructuras que retienen líquidos pueden ser una excepción. En muchos casos, no es razonable proyectar una estructura según la máxima combinación de cargas que le podrían ser aplicadas. Un enfoque más realista es proyectar la estructura según cargas características, es decir, aquéllas que se considera que tienen una probabilidad aceptable de no ser superadas durante toda la vida útil de la estructura. El término carga característica se refiere normalmente a una carga de magnitud tal que sólo existe estadísticamente una pequeña probabilidad, denominada fractila, de que se sobrepase.

Las cargas impuestas están abiertas a una variabilidad e idealización considerables, normalmente en relación con el tipo de ocupación y representadas como una intensidad de carga uniforme (figura 7). Las cargas permanentes son menos variables, aunque es evidente que las variaciones que surgen en la ejecución y los errores pueden ser substanciales, particularmente en el caso

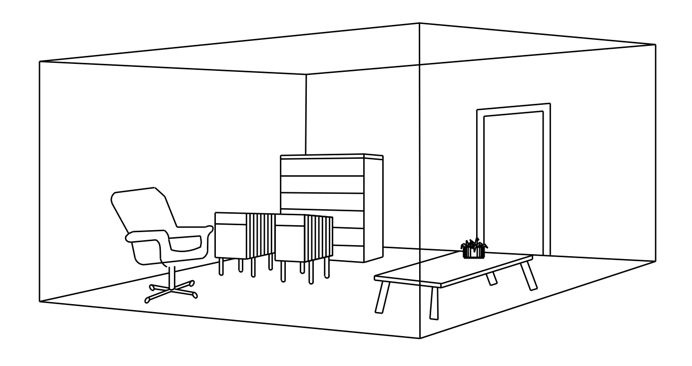


Figura 7 Las cargas reales impuestas se idealizan como si se distribuyeran de manera uniforme

de hormigón y acabados in-situ como los conglomerados asfálticos en los puentes de carretera.

Las cargas debidas a la nieve, el viento, etc. son muy variables. Se han cotejado un gran número de datos estadísticos sobre su incidencia. En consecuencia, es posible predecir con algún grado de exactitud el riesgo de que estas cargas climáticas vayan a sobrepasar una magnitud especificada en un lugar en particular.

3.2 Valores hipotéticos de las acciones (G_d, Q_d y A_d)

El valor hipotético de una acción es su valor característico multiplicado por un coeficiente parcial de seguridad apropiado. Los valores reales de los coeficientes parciales que se van a utilizar dependen de la situación hipotética (normal, transitoria o accidental), el estado límite y la combinación particular de acciones que se están considerando. Los valores correspondientes de los efectos hipotéticos de las acciones, tales como esfuerzos y momentos, tensiones y flechas, se determinan a partir de los valores hipotéticos de las acciones, los datos geométricos y las propiedades del material.

4. PROPIEDADES DEL MATERIAL

La variabilidad de la carga es sólo un aspecto de la incertidumbre relativa al comportamiento estructural. Otro aspecto importante es la variabilidad del material estructural, que se refleja en variaciones de resistencia de los componentes de la estructura. De nuevo, la variabilidad se tiene en cuenta formalmente aplicando coeficientes parciales de seguridad apropiados a los valores característicos. Para el acero de construcción, la propiedad más importante en este contexto es el límite elástico.

4.1 Valores característicos de las propiedades del material

El límite elástico característico se define normalmente como el valor por debajo del cual sólo se situaría una pequeña proporción de todos los valores. Teóricamente, esto sólo se puede calcular a partir de datos estadísticos fiables. Por lo general, en el caso del acero, a los efectos del cálculo estructural y por razones prácticas, se utiliza un valor nominal que típicamente corresponde al límite elástico mínimo especificado. Es el caso en Eurocódigo 3, en el que se tabulan los valores nominales de límite elástico para las diferentes calidades de acero.

4.2 Valores teóricos de las propiedades del material

El valor hipotético de la resistencia del acero se define como el valor característico dividido por el coeficiente parcial de seguridad apropiado. Otras propiedades del material, en especial el módulo de elasticidad, el módulo de elasticidad transversal, el coeficiente de Poisson, el coeficiente de dilatación térmica lineal y la densidad, son mucho menos variables que la resistencia y sus valores teóricos se indican normalmente como deterministas.

Además de los valores cuantificados utilizados directamente en el cálculo de la estructura, normalmente se especifican algunas otras propiedades del material para asegurar la validez de los procedimientos de cálculo incluidos en las reglas. Por ejemplo, el Eurocódigo 3 estipula requisitos mínimos para la relación resistencia máxima/límite elástico, alargamiento de rotura y deformación máxima si se va a utilizar el análisis plástico [1].

5. DATOS GEOMÉTRICOS

Generalmente los datos geométricos se representan por sus valores nominales. Son los valores que se utilizan a efectos del cálculo. La variabilidad, por ejemplo de las dimensiones de la sección transversal, se tiene en cuenta en los coeficientes de seguridad parciales aplicados en otro lugar. Deben preverse otras tolerancias tales como el defecto de verticalidad, el defecto de rectilineidad, el defecto de ajuste y las inevitables excentricidades menores presentes en las uniones prácticas. Pueden influir en el cálculo estructural global, en el cálculo del sistema de arriostramiento o en el cálculo de elementos estructurales individuales. Normalmente, las propias reglas de cálculo los tienen en cuenta.

6. COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD

En lugar del tradicional coeficiente de seguridad único utilizado en la determinación de la tensión admisible, el cálculo basado en estados límite prevé varios coeficientes parciales de seguridad para relacionar los valores característicos de las cargas y resistencia con los valores teóricos. La norma ISO 2394 [4] sugiere el uso de siete coeficientes parciales de seguridad, pero estos a menudo se combinan para simplificar los procedimientos de cálculo. Es el caso en los Eurocódigos [1, 3], que incluyen coeficientes para acciones y resistencia. En el anexo se facilitan más detalles.

En principio, la magnitud de un coeficiente parcial de seguridad debe relacionarse con el grado de incertidumbre o variabilidad de una cantidad en particular (acción o propiedad del material) determinada estadísticamente. En la práctica, aunque éste parezca ser el caso, los valores reales de los coeficientes parciales de seguridad utilizados incorporan elementos significativos del coeficiente global de seguridad y no representan un tratamiento probabilístico riguroso de las incertidumbres [5-8].

En esencia, las acciones características (F_k) se multiplican por los coeficientes de seguridad aplicados a las cargas (γ_F) para obtener las cargas teóricas (F_d), esto es:

$$F_d = \gamma_f F_k$$

Los efectos de la aplicación de las cargas teóricas a la estructura, es decir, el momento de flexión, el esfuerzo cortante, etc., se denominan los efectos teóricos E_d.

La resistencia teórica R_d se obtiene dividiendo las resistencias características R_k por los coeficientes parciales de seguridad aplicados al material γ_M, modificados según sea apropiado para tener en cuenta otras consideraciones tales como el pandeo. Para que el proyecto sea satisfactorio, la resistencia teórica debe ser mayor que el efecto hipotético.

7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

En presencia de acciones hipotéticas apropiadas puede ser necesario verificar las siguientes condiciones:

a. $E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$

donde $E_{d,dst}$ y $E_{d,stb}$ son los efectos teóricos de las acciones estabilizadoras y desestabilizadoras, respectivamente. Éste es el estado último final del equilibrio estático.

b. $E_d \leq R_d$

donde E_d y R_d son la acción interna y la resistencia, respectivamente. En este contexto puede ser necesario comprobar algunos aspectos de la resistencia de un elemento. Estos aspectos podrían incluir la resistencia de la sección transversal (como comprobación de la abolladura y la fluencia locales) y la resistencia a varias formas de pandeo (como el pandeo total a compresión, el pandeo lateral por torsión y el pandeo a cizallamiento de las almas), así como una comprobación de que la estructura no se transforma en un mecanismo.

c. ninguna parte de la estructura se vuelve inestable debido a efectos de segundo orden.

d. el estado límite de rotura no es inducido por fatiga.



8. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

El estado límite de servicio está relacionado generalmente con el hecho de asegurarse de que las flechas no sean excesivas en condiciones normales de utilización. En algunos casos, también puede ser necesario asegurarse de que la estructura no esté sujeta a vibraciones excesivas. Esto es particularmente importante en las estructuras expuestas a fuerzas dinámicas importantes o en las que acomodan equipamientos delicados. Tanto la flecha como la vibración están asociadas con la rigidez más que con la resistencia de la estructura.

8.1 Flechas

En el estado límite de servicio, la flecha calculada de una barra o de una estructura es raramente significativa por sí misma, ya que los supuestos teóricos rara vez se realizan porque, por ejemplo:

- la carga real tiene pocas probabilidades de ser la carga hipotética prevista.
- las vigas rara vez están "libremente apoyadas" o "fijadas" y, en realidad, una viga se encuentra generalmente en algún estado intermedio.
- puede darse una acción conjunta.

La flecha calculada es, no obstante, valiosa como índice de la rigidez de una barra o estructura, es decir, para valorar si se ha dispuesto lo necesario en relación con el estado límite de flecha o avería local. A estos efectos, los métodos analíticos sofisticados rara vez se justifican. Cualesquiera que sean los métodos adoptados para valorar la resistencia y la estabilidad de una barra o estructura, los cálculos de flecha deben relacionarse con la estructura del estado elástico. Así pues, cuando el análisis para comprobar la conformidad con el límite de resistencia se basa en conceptos de rígido-elástico o elástico-plástico, debe también considerarse el comportamiento estructural en la fase elástica.

Las flechas calculadas deben compararse con valores máximos especificados, que dependerán de las circunstancias. Por ejemplo, en Eurocódigo 3 [1] se tabulan las flechas verticales límites para vigas de seis categorías, tal como se indica a continuación:

- cubiertas en general.
- cubiertas que con frecuencia soportan a personas, aparte del personal de mantenimiento.
- forjados en general.
- forjados y cubiertas que soportan yeso u otro acabado frágil o tabiques no flexibles.
- forjados que soportan columnas (salvo que la flecha se haya incluido en el análisis global del estado límite último).
- situaciones en las que la flecha puede dañar la estética del edificio.

Al determinar la flecha, puede ser necesario considerar los efectos de la precombadura o contraflecha, las cargas permanentes y las cargas variables por separado. En el proyecto se deben considerar también las implicaciones de los valores de flecha calculados. Para las cubiertas, por ejemplo, independientemente de los límites especificados en las reglas de cálculo, existe una clara necesidad de mantener una pendiente mínima para la caída del agua. Por lo tanto, puede ser necesario considerar límites más estrictos para estructuras de cubiertas casi planas.

8.2 Efectos dinámicos

Los efectos dinámicos que se deben considerar en el estado límite de servicio son las vibraciones causadas por maquinaria y las vibraciones autoinducidas, por ejemplo, desprendimientos por torbellinos. La resonancia puede evitarse asegurándose de que las frecuencias naturales de la estructura (o de cualquier parte de la misma) difieren suficientemente de las de la fuente de excitación. La oscilación y vibración

de estructuras sobre las que el público puede caminar deben limitarse a fin de evitar incomodidades importantes a los usuarios. Esta situación se puede comprobar realizando un análisis dinámico y limitando la frecuencia natural más baja del forjado. Eurocódigo 3 recomienda un límite inferior de 3 ciclos por segundo para forjados sobre los que caminan personas regularmente, y un límite más estricto de 5 ciclos por segundo para los forjados utilizados para bailar o saltar, como es el caso en gimnasios o salas de baile [1]. Un método alternativo consiste en asegurar una rigidez adecuada limitando las flechas a valores apropiados.



9. MODELOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Ninguna teoría estructural, ya sea elástica o plástica, puede predecir la carga o las cargas de una estructura en todas las circunstancias y para todos los tipos de construcción. El cálculo de barras individuales y uniones requiere el uso de una teoría estructural apropiada para comprobar la modalidad de rotura; en ocasiones puede ser necesario comprobar tipos alternativos de rotura y ello puede requerir tipos de análisis diferentes. Por ejemplo, la rotura por pandeo por fluencia general sólo puede producirse cuando se alcanza el momento plástico; no obstante, la rotura por pandeo sólo es posible si la rotura no se produce a un nivel de carga inferior, ya sea por abolladura o por pandeo general.

Los estados límites de servicio están relacionados con las prestaciones de la estructura sometida a condiciones de cargas de servicio. Por lo tanto, el comportamiento debe comprobarse sobre la base de un análisis elástico, independientemente del modelo utilizado para la hipótesis del estado límite último.

10. RESUMEN FINAL

- Los procedimientos de diseño basado en estados límites requieren el examen formal de las diferentes condiciones que pueden llevar al colapso o a un comportamiento inadecuado.
- El efecto de varias acciones se compara con la correspondiente resistencia de la estructura conforme a criterios de rotura definidos (estados límites).
- Los criterios de rotura más importantes son el estado límite final (colapso) y el estado límite de flecha de servicio.
- Para comprobar cada estado límite deben utilizarse modelos de diseño apropiados a fin de disponer de un modelo preciso del comportamiento estructural correspondiente.
- Para carga y material se introducen coeficientes de seguridad aparte. Estos coeficientes son magnitudes variables y los valores precisos que se deben utilizar en el proyecto reflejan el grado de variabilidad de la acción o resistencia a la que se aplica el coeficiente.
- Las diferentes combinaciones de acciones pueden también requerir valores diferentes del coeficiente de seguridad.
- Este enfoque flexible ayuda a obtener un nivel consistente de seguridad en comparación con otros enfoques de cálculo.



11. GLOSARIO

Un estado límite es un estado más allá del cual la estructura deja de satisfacer los requisitos de rendimiento especificados.

El estado límite último es un estado asociado al colapso y denota la incapacidad de soportar un incremento de la carga.

El estado límite de servicio es un estado más allá del cual se deja de cumplir con los requisitos de servicio especificados. Denota pérdida de utilidad y/o la necesidad de una acción correctora.

Cargas características (G_k, Q_k, A_k) son aquellas cargas que tienen una probabilidad aceptablemente escasa de no ser sobrepasadas durante la vida útil de la estructura.

La resistencia característica (f_y) de un material es la resistencia especificada por debajo de la cual sólo se puede esperar que caiga un porcentaje pequeño (normalmente 5%) de los resultados de los ensayos.

Coeficientes de seguridad parciales (γ_G, γ_Q, γ_M) son los coeficientes aplicados a las cargas características, resistencias y propiedades de materiales para tener en cuenta la probabilidad de que se sobrepasen las cargas y no se alcance la resistencia especificada.

La carga teórica (o ponderada) (G_d, Q_d, A_d) es la carga característica multiplicada por el coeficiente de seguridad correspondiente.

La resistencia teórica es la resistencia característica dividida por el coeficiente de seguridad parcial apropiado para el material.

12. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 3: “Design of Steel Structures” ENV 1993-1-1: Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, 1992. General Rules and Rules for Buildings, CEN, 1992.

[2] Eurocódigo 8: “Structures in Seismic Regions-Design”, CEN (en preparación).

[3] Eurocódigo 1: “Basis of Design and Actions on Structures” CEN

[4] ISO 2394, General Principles for the Verification of the Safety of Structures, International Standards Organisation, 1973.

[5] Rationalisation of Safety and Serviceability Factors in Structural Codes, CIRIA Report 63, London, 1972.

[6] Allen, D. E., “Limit States Design - A Probabilistic Study”, Canadian Journal of Civil Engineers, March 1975.

[7] Augusti, G., Baratta, A., and Casciati, F., “Probabilistic Methods in Structural Engineering”, Chapman and Hall, London 1984.

[8] Armer, G. S. T., and Mayne, J. R, “Modern Structural Design Codes - The Case for a More Rational Format”, CIB Journal Building Research and Practice, Vol. 14, No. 4, pp. 212-217, 1986.

13. BIBLIOGRAFÍA RELACIONADA

1. Pugsley, A., “The Safety of Structures”, Edward Arnold, London 1966.

2. Thoft-Christensen, P., and Baker, M. J., “Structural Reliability Theory and its Application”, Springer-Verlag, 1982.

3. “The Steel Skeleton”, Cambridge University Press, Vol 1 1960, Vol II 1965.

4. Blockley, D., “The Nature of Structural Design and Safety”, Ellis Horwood, Chichester, 1980.

5. Fukumoto, Y., Itoh, Y. and Kubo, M., “Strength Variation of Laterally Unsupported Steel Beams”, ASCE, Vol 106, ST1, 1980.

6. ISO 8930: General Principles on Reliability of Structures - List of Equivalent Terms, 1987.

APÉNDICE

COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD

Coeficientes parciales de seguridad para las acciones

Los Eurocódigos 1 y 3 definen los tres coeficientes parciales de seguridad siguientes:

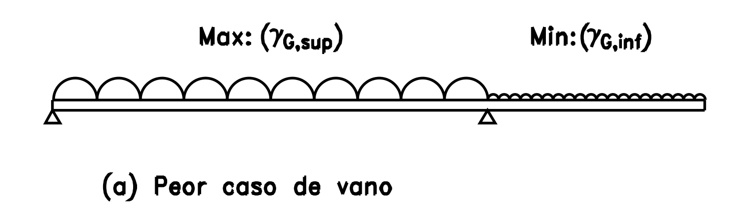
γ_G acciones permanentes

γ_Q acciones variables

γ_A acciones accidentales

Para γ_G se especifican dos valores. Estos son $\gamma_{G,sup}$ y $\gamma_{G,inf}$ que representan respectivamente los valores "superior" e "inferior". Cuando las acciones permanentes tienen un efecto negativo sobre la condición hipotética que se está considerando, el coeficiente de seguridad parcial debe ser el valor superior. Sin embargo, cuando el efecto de una acción permanente es favorable (por ejemplo en el caso de cargas aplicadas a una ménsula cuando se considera el diseño de un vano adyacente) debe utilizarse el valor inferior para el coeficiente de seguridad parcial (véase la figura 8).

El tratamiento de combinaciones de carga es bastante sofisticado y contempla la definición de valores "representativos", determinados aplicando otro coeficiente a las cargas teóricas, según la combinación particular que se considere. No obstante, se admiten por lo general procedimientos simplificados. Estos se describen brevemente más abajo. Obsérvese que los valores de los coeficientes de seguridad parciales son sólo indicativos. Aunque están especificados en Eurocódigo 3, su valor preciso puede ajustarse en cada país.



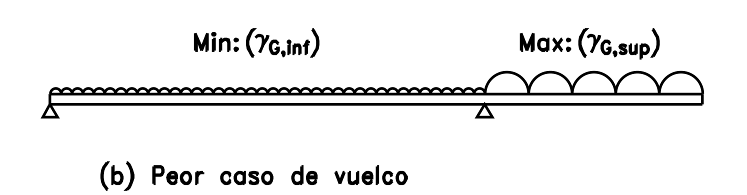


Figura 8 Disposición de diseño de cargas permanentes para casos críticos

Combinaciones de cargas para el estado límite último

Todas las cargas permanentes más una carga variable, todas ponderadas, esto es:

$$\Sigma \gamma_G G_{ki} + \gamma_Q Q_{k1}$$

donde γ_G y γ_Q se toman como 1,35 y 1,5 respectivamente,

o todas las cagas permanentes más todas las cargas variables, todas ponderadas, esto es:

$$\Sigma \gamma_G G_{ki} + \Sigma \gamma_Q Q_{ki}$$

donde γ_G y γ_Q se toman ambas como 1,35.

Estos valores reconocen la probabilidad reducida de que exista más de una carga variable simultáneamente. Por ejemplo, aunque una estructura puede en ocasiones estar sujeta a su carga de viento máxima, es mucho menos probable que esté expuesta a una combinación de cargas de viento máximas e impuestas.

Combinaciones de cargas para el estado límite de servicio

Se consideran todas las cargas permanentes más una carga variable. En cada caso, el coeficiente parcial de seguridad es la unidad, es decir, las cargas son valores característicos sin ponderar:

$$\Sigma G_{ki} + Q_{k1}$$

o todas las cargas permanentes (coeficiente parcial de seguridad 1,0) más todas las cargas variables (con un coeficiente parcial de seguridad de 0,9) esto es:

$$\Sigma G_{ki} + 0{,}9\ \Sigma Q_{ki}$$

Cuando se dispone de reglas de conformidad simplificadas para el servicio, no hay necesidad de efectuar cálculos detallados con diferentes combinaciones de carga.



Coeficientes parciales de seguridad para el material

Los coeficientes parciales de seguridad para el material se especifican del modo siguiente:

$\gamma_{M0} = 1,1$ para la consideración de resistencia de los perfiles de la Clase 1, 2 ó 3.

$\gamma_{M1} = 1,1$ para la consideración de perfiles de la Clase 4 y resistencia al pandeo.

$\gamma_{M2} = 1,25$ para la consideración de la resistencia del perfil en taladros



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.3: Bases para la Determinación de Cargas

OBJETIVOS/CONTENIDO

Facilitar una introducción sobre los orígenes de las cargas aplicadas a las estructuras y cómo pueden cuantificarse estas a los efectos del diseño de la estructura.

LECCIONES AFINES

Lección 2.2.1: Principios de Diseño

RESUMEN

Se consideran varios tipos de cargas (permanente, impuesta y ambiental) y su clasificación como permanentes, transitorias o accidentales en el Eurocódigo 1: Base del diseño y acciones sobre las estructuras. Se explican los cálculos de cargas permanentes sobre la base de las densidades del material y las magnitudes de los componentes. Se comentan los medios para estimar las cargas impuestas sobre la base del uso y las implicaciones de los cambios de uso. Se consideran brevemente las cargas de la nieve y los efectos de la temperatura y de los seísmos. Se describe el tratamiento estadístico de las cargas del viento y de las olas y su dependencia de la velocidad y de la altura, respectivamente. Se considera la importancia de las características de la carga, no sólo su magnitud. Estas características incluyen la fatiga y los efectos dinámicos y aerodinámicos. Se describen tratamientos simplificados de las cargas dinámicas.



1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras están directamente sometidas a cargas de varios orígenes. Estas cargas se denominan acciones directas e incluyen los efectos de la gravedad y los climatológicos, como el viento y la nieve. Además, una estructura puede ser objeto de deformaciones, por ejemplo debidas al asiento o la dilatación térmica. Estas “cargas” son acciones indirectas. En la aplicación de cualquier enfoque cuantitativo al análisis estructural, deben identificarse las magnitudes de las acciones. Si la estructura debe comportarse de forma satisfactoria durante toda su vida útil, debe comprenderse la naturaleza de las cargas y adoptarse las medidas adecuadas para evitar problemas, por ejemplo de fatiga o vibración.

La magnitud de las cargas no puede ser determinada con precisión. En algunos casos, por ejemplo cuando se consideran cargas debidas al peso propio de la estructura, podría pensarse que los valores se pueden calcular con bastante precisión. En otros casos, como las cargas del viento, solamente se pueden estimar los niveles probables de la carga. La estimación puede basarse en la observación de las condiciones previas y en la aplicación de un enfoque probabilístico para predecir los efectos máximos que pueden producirse a lo largo de la vida útil prevista de la estructura. (De hecho, los registros exhaustivos de vientos que están disponibles en la actualidad significan que las cargas del viento pueden a menudo predecirse con mayor precisión que el peso propio). Las cargas asociadas al uso de la estructura sólo se pueden estimar en base a la naturaleza del uso. En la mayoría de los casos los datos disponibles son insuficientes para un enfoque estadístico completo y, por lo tanto, se asignan valores nominales. Además, pueden presentarse problemas de cambio de usos y modos.

En el cálculo de estructuras es raro considerar que todas las cargas actúan de forma simultánea. Este enfoque puede deberse a que las condiciones más severas para partes de la estructura se producen cuando se considera alguna otra combinación de cargas. Alternativamente, puede ocurrir que la posibilidad de que se dé realmente tal condición sea sumamente escasa. Sin embargo, el riesgo de coexistencia de cargas aparentemente no relacionadas puede ser mayor de lo que en un principio se puede pensar. Las correlaciones pueden proceder de fuentes inesperadas o de coincidencias que, aunque físicamente inconexas, se relacionan temporalmente. Por ejemplo, las cargas del forjado y del viento normalmente se consideran no relacionadas. Sin embargo, en las regiones de paso de huracanes, se puede esperar que los habitantes de la costa trasladen el contenido de las plantas inferiores a las plantas superiores cuando se produce un aviso de huracán, con la consiguiente subida de la marea. Esta circunstancia puede fácilmente provocar cargas extremas en el suelo, combinadas con cargas de viento extremas. Éste puede ser un caso muy especial, pero existen otros. El riesgo de incendio puede no considerarse correlacionado con cargas de viento fuerte, pero en muchas partes del mundo los vientos fuertes se dan con mayor frecuencia en invierno, cuando existe el mayor peligro de incendio.

Por estas razones, es conveniente considerar las cargas conforme a varias categorías. Pueden entonces asignarse diferentes coeficientes de seguridad a las categorías y aplicarse estos en varias combinaciones según sea necesario. Tradicionalmente, las cargas se han clasificado como cargas permanentes, superimpuestas y climáticas. Estas clases incluyen un amplio abanico de efectos de la gravedad, acción sísmica, presiones debidas a materiales o líquidos retenidos, movimiento inducido por la temperatura y, en las estructuras marítimas, el movimiento del agua. Los Eurocódigos referentes a acciones y diseño de estructuras metálicas [1, 2] clasifican las cargas y otras acciones como permanentes, variables y accidentales. Estas clases de acción se considerarán con más detalle en las secciones siguientes.

En el diseño basado en estados límites, se utilizan valores característicos como la base de todos de los cálculos. Son valores que estadísticamente tienen sólo una pequeña probabilidad de ser sobrepasados durante la vida útil de

la estructura. Para prever un margen de seguridad, en particular contra el colapso, se aplican coeficientes parciales de seguridad a estos valores característicos para obtener magnitudes hipotéticas. En principio, pueden aplicarse coeficientes parciales de seguridad diferentes según el grado de incertidumbre o variabilidad de un tipo de acción en particular. En la práctica, aunque ello parezca ser el caso, los valores reales de los coeficientes de seguridad parciales utilizados incorporan elementos significativos del coeficiente de seguridad global y no representan un tratamiento probabilístico riguroso de las incertidumbres de las acciones.



2. ACCIONES PERMANENTES

Las acciones permanentes, como su nombre indica, están siempre presentes y deben considerarse en todos los casos. Comprenden lo que tradicionalmente se denomina cargas permanentes, pero pueden incluir también cargas impuestas de forma permanente debidas, por ejemplo, a maquinaria o material almacenado.

2.1 Cargas permanentes

Las cargas permanentes son cargas de gravedad debidas al peso propio de la estructura y al de cualquier dispositivo de fijación o acabado unido a ella (figura 1). Sus magnitudes pueden estimarse con una fiabilidad razonable, sobre la base de dimensiones prescritas y un conocimiento de la densidad del material. Aun así, existirán variaciones debidas a las tolerancias constructivas y a las desviaciones naturales de los materiales. Además, los dispositivos de anclaje, los elementos de ajuste y los acabados pueden ser sustituidos o modificados durante la vida útil de la estructura. Esta posibilidad se ha reconocido en el cálculo de cargas en tableros de puentes, en el que se incluye una categoría aparte de “carga permanente superimpuesta” para prever la sustitución probable de los elementos superficiales varias veces a lo largo de la vida útil del puente. En esta situación existe un potencial consecuentemente mucho mayor de variabilidad que para otras cargas permanentes.

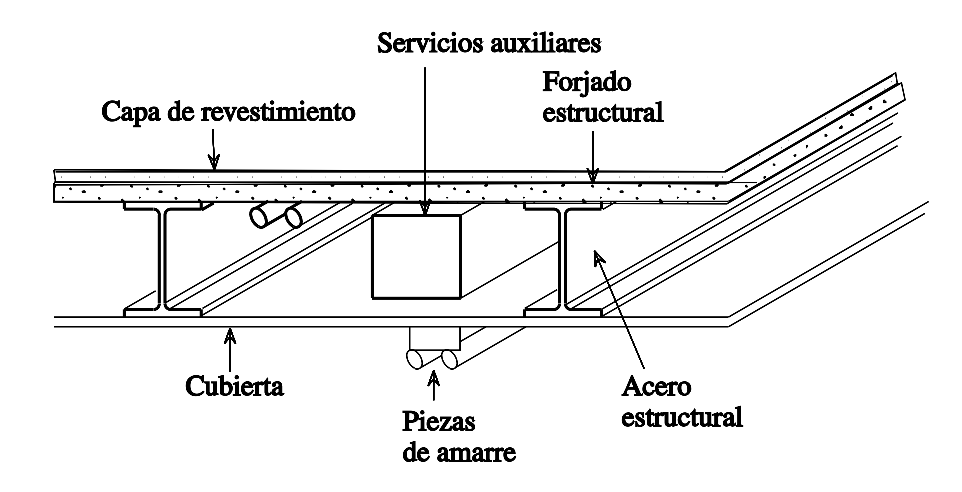


Figura 1 Típicas cargas muertas

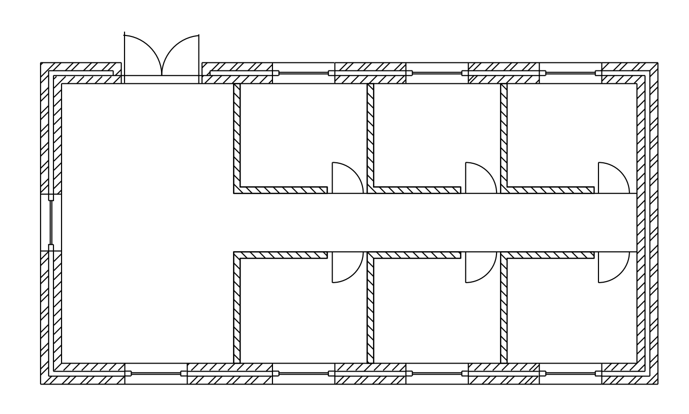
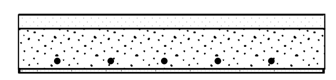


Figura 2 Típica planta de distribución de particiones

Una condición similar se da en el interior de ciertos tipos de edificios con respecto a los tabiques (figura 2). Cuando la posición de las paredes viene predeterminada, su peso puede incluirse simplemente como una carga permanente. Para el desarrollo especulativo de un edificio, las divisiones internas serán responsabilidad del cliente y su disposición cambiará probablemente muchas veces a lo largo de la vida útil del edificio. Por lo tanto, normalmente se prevé una tolerancia, como carga repartida uniformemente, equivalente.

En el Eurocódigo 1 [1] se relacionan las densidades de los materiales de uso frecuente en edificios y los fabricantes de productos tales como revestimientos, edificios, suelos elevados, etc., facilitan información de los pesos. Junto con las dimensiones especificadas, estos datos permiten calcular las cargas permanentes. Cuando las cargas permanentes no están repartidas de forma estrictamente uniforme sobre una superficie, como en el caso de viguetas de suelo de madera situadas a intervalos discontinuos, a menudo se representan como una carga equivalente repartida uniformemente por comodidad en los cálculos estáticos. En tanto que la magnitud equivalente se determina de una forma racional, será irrelevante cualquier diferencia



50 mm revestimiento (1500 Kg/m³= 15 kN/m) ²
150 mm forjado de hormigón armado
(2400 Kg/m³= 24 kN/m)²
15 mm escayola (1200 Kg/m³= 12 kN/m)²

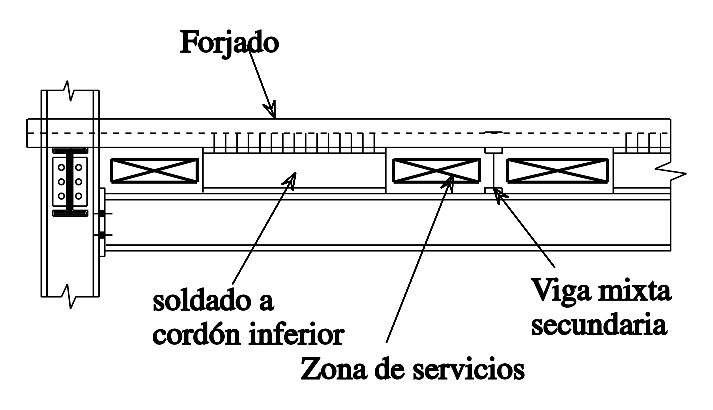
Figura 3 Ejemplo de construcción de forjado

entre esta aproximación simplificada y un análisis más riguroso en el que se tenga en cuenta la situación real de las viguetas.

Para determinar las cargas permanentes, considérese, por ejemplo, el caso de un suelo formado por un forjado de hormigón armado con un espesor de 150 mm con una capa ligera de revestimiento de 50 mm y un fondo de yeso de 15 mm. En la figura 3 se muestran los detalles y las densidades de cada material. La carga permanente total por metro cuadrado de suelo puede calcularse del modo siguiente:

capa de revestimiento ligera:

$$15 \times 0{,}05 = 0{,}75 \text{ kN/m}^2$$



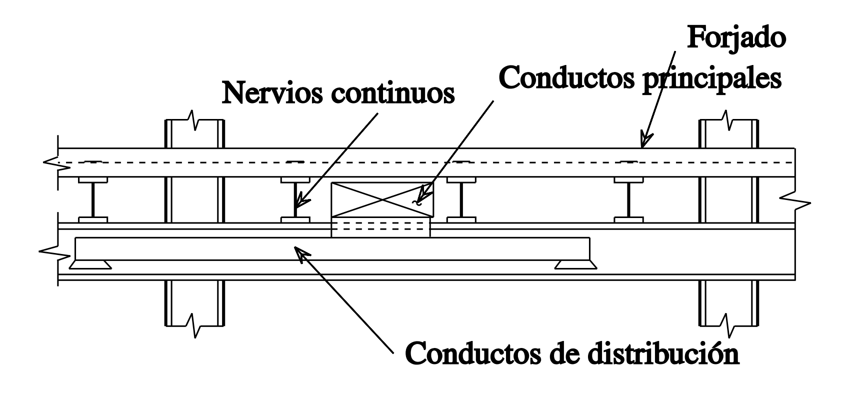


Figura 4 Servicios bajo suelo falso

forjado de hormigón armado:

$$24 \times 0{,}15 = 3{,}60 \text{ kN/m}^2$$

yeso:

$$12 \times 0{,}015 = 0{,}18 \text{ kN/m}^2$$

carga permanente total:

$$= 4{,}53 \text{ kN/m}^2$$

Además, normalmente se preverá una tolerancia para servicios o ajustes (iluminación eléctrica, tuberías, etc.) montados en la parte inferior del forjado o situados dentro de la capa de revestimiento o debajo de un suelo elevado (figura 4). En este caso se utiliza también una carga repartida uniformemente equivalente para representar orígenes de carga repartidos de manera no uniforme. Un valor de entre 0,1 y 0,3 kN/m^2 resulta normalmente adecuado para cubrir tales instalaciones.

El peso de los muros puede tratarse de forma similar al de los suelos, considerando sus diversos componentes y sumando los pesos por metro cuadrado en alzado. Por ejemplo, considérese una pared hueca formada por una capa exterior de ladrillo embaldosado (100 mm de espesor) y una capa interior de bloque enyesado (150 mm de espesor) como muestra la sección transversal de la figura 5. La carga permanente total se determina del modo siguiente:

baldosas	0,6 kN/m^2
fábrica	2,1
bloques	1,4
yeso	0,2
carga permanente total de la pared	4,3 kN/m^2

Multiplicando este valor por la altura de la pared puede determinarse la intensidad de la carga como una carga lineal sobre el sistema resistente.

Las cargas debidas a tabiques ligeros o bloques no



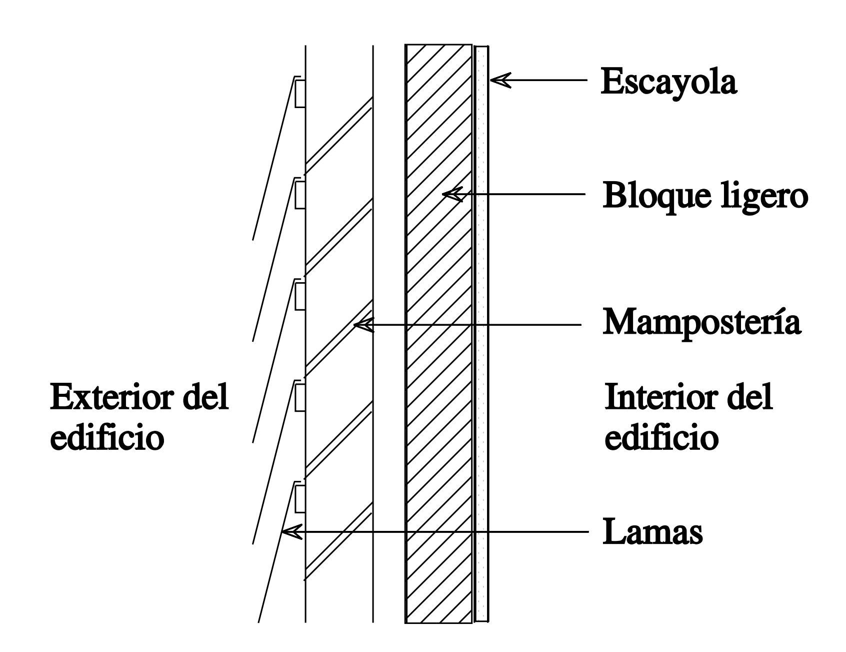


Figura 5 Ejemplo de construcción de muro

pueden tratarse, por lo general, de una forma tan rigurosa, ya que a menudo su posición no se conoce en la fase de diseño y, en cualquier caso, ésta puede cambiar durante la vida útil del edificio. En lugar de ello se prevé una tolerancia dentro de la valoración de las cargas impuestas que se describe en acciones variables.

3. ACCIONES VARIABLES

Las acciones variables comprenden cargas que no siempre están actuando pero que existen en diversos momentos durante la vida útil de la estructura. Incluyen cargas debidas a la ocupación del edificio y el tráfico en los puentes (cargas impuestas), cargas de nieve y viento (cargas climáticas) y los efectos de la temperatura (figura 6). No incluyen las condiciones accidentales como incendio, explosión o impacto.

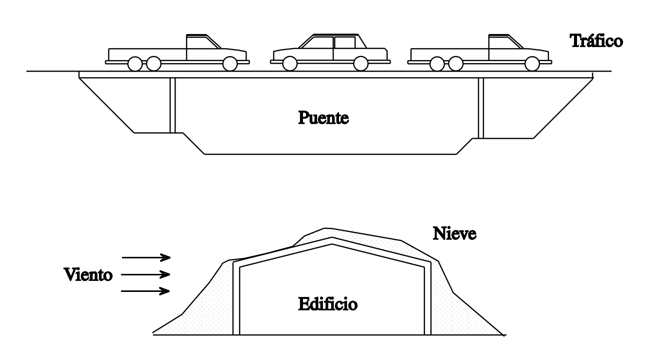


Figura 6 Cargas variables

3.1 Cargas impuestas

Las cargas impuestas, a veces denominadas “superimpuestas”, “supercargas” o “cargas no permanentes” son las cargas debidas directamente al uso de la estructura. En los edificios, están relacionadas con la ocupación por parte de personas, mobiliario, equipos, etc. En los puentes se deben al tráfico, ya sea peatonal o de vehículos.

Está claro que estas condiciones serán casi constantemente cambiantes y resultan mucho más difíciles de cuantificar que las cargas permanentes. En los edificios, por lo tanto, el criterio utilizado ha sido relacionar los niveles de carga impuesta con la ocupación basados en la observación y la deducción razonable. El Eurocódigo 1: Base de cálculo y acciones en estructuras [1] distingue cuatro clases de áreas cubiertas cargadas tal como se indica a continuación:

- áreas de vivienda, oficinas, etc.
- áreas de aparcamiento y tráfico.
- áreas de almacenamiento, maquinaria de producción y archivo.
- áreas que sirven de vías de seguridad.

La primera clase se divide, además, en cuatro categorías, según su uso específico, que son: residenciales (salas de hospitales, habitaciones de hoteles, etc.); locales públicos (oficinas, hoteles, hospitales, escuelas, centros de ocio, etc.); locales públicos susceptibles de masificarse (salas de asambleas, salas de conferencias, cines, centros comerciales y salas de exposición) y locales públicos susceptibles de masificarse y acumular mercancías (depósitos y grandes almacenes).

Los valores característicos de las cargas impuestas para estas diferentes categorías se relacionan en la tabla 1. Así, los edificios de uso residencial tienen una carga impuesta menor que las oficinas; las áreas de reuniones públicas, en las que pueden encontrarse grandes cantidades de personas en cualquier momento, se prescriben como carga superimpuesta alta. Las áreas de almacenamiento deben considerarse con un cuidado particular y el Eurocódigo 1 incluye detalles de densidades para diversos materiales almacenados. Algunos de estos materiales, como las bandas de acero, generarán cargas altas, pero condiciones incluso aparentemente inocuas, como almacenes de archivos, pueden experimentar niveles de carga muy altos. Las vías de seguridad deben diseñarse para cargas impuestas relativamente altas.

Áreas cargadas		α **[kN/m²]**
Categoría A	– general – escaleras – balcones	2,0 3,0 4,0
Categoría B	– general – escaleras, balcones	3,0 4,0
Categoría C	– con asientos fijos – otros	4,0 5,0
Categoría D	– general	5,0

Tabla 1 Cargas impuestas en forjados de edificios

Aunque estas cargas se utilizan en el diseño basado en estados límites de una forma semi-probabilística y se las denomina valores característicos (lo cual implica una base estadística para su derivación), existen pocos datos disponibles. Por lo tanto, no es posible un análisis estadístico adecuado y los valores especificados son magnitudes nominales. Un estudio realizado en un local de oficinas en el Reino Unido [4] reveló una amplia variación de los niveles de carga reales para ocupaciones similares del edificio. En todos los casos, los niveles de carga medidos eran considerablemente menores que los valores característicos especificados en el proyecto estructural. No obstante, esta observación debe tomarse con alguna reserva, ya que el diseño debe prever condiciones extremas, utilización indebida y situaciones de pánico.

Obsérvese que, aunque la carga impuesta rara vez se repartirá uniformemente, normalmente se asume una distribución uniforme de la intensidad de la carga (figura 7).

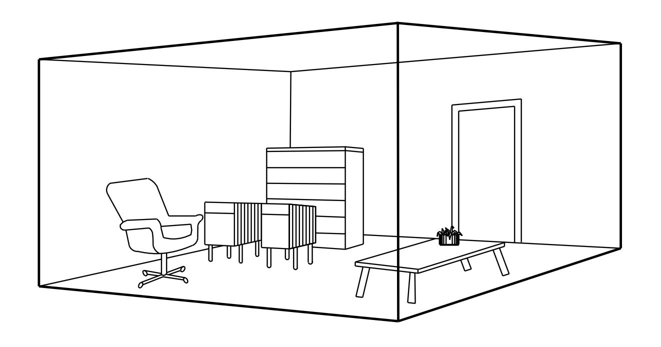


Figura 7 Las cargas reales impuestas se idealizan como distribuidas de forma uniforme

3.2 Reducciones permitidas en la carga impuesta

Los valores nominales de la carga impuesta, asociados a diferentes clasificaciones de ocupación y uso del edificio, representan condiciones extremas. En muchos casos la probabilidad de que tales condiciones se den de forma simultánea en todo un edificio es remota. Debido a esta escasa posibilidad, pueden permitirse algunas reducciones en la intensidad de la carga impuesta. La reducción se aplica en particular a las columnas de los edificios de varias plantas cuando se incrementa el número de plantas soportadas por una longitud de columna en particular. Normalmente las reducciones van de 10% a 30% y se aplican únicamente a las cargas impuestas. No se permite ninguna reducción en la carga permanente o en ciertos tipos de carga impuesta, especialmente en el caso de áreas de almacenamiento, cargas de grúas y cargas explícitamente previstas como las debidas a maquinaria o a personas en locales públicos susceptibles de masificarse.

3.3 Cargas superimpuestas en puentes

En la práctica, un puente de autovía recibe, de una forma muy compleja, la carga de vehículos de tamaños y agrupamientos variados. Al objeto de simplificar el proceso de diseño, normalmente esta carga real se simula mediante dos cargas impuestas básicas (una carga repartida uniformemente y una carga lineal) representando una condición extrema de uso normal (figura 8). Seguidamente, se comprueba el proyecto para determinar una disposición adicional de la carga representando el paso de una carga anormal. Las magnitudes de todas estas cargas se relacionan por lo general con la clasificación de la carretera, los requisitos de las autoridades de la autovía y la longitud cargada del puente.

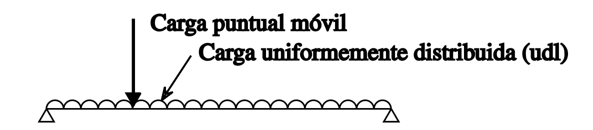


Figura 8 Carga idealizada de puente de autopista (normal)

Para el tráfico de vehículos en el interior de edificios, las condiciones ligeras (menos de 16 toneladas) pueden tratarse en categorías tales como coches, vehículos ligeros y medios. Para el tráfico más pesado debe considerarse la carga de una autovía.

En el diseño de un puente de ferrocarril se debe tener en cuenta la carga estática y las fuer-

zas asociadas con el movimiento de vehículos. Al igual que con los puentes de autovía, se especifican dos modelos de carga para considerarlos como casos de carga separados. Representan el tráfico ordinario en vías de ferrocarril de línea principal y, cuando corresponde, cargas anormalmente pesadas. Se expresan como cargas estáticas debido a vehículos estacionarios y se ponderan para prever efectos dinámicos asociados a velocidades de tren de hasta 300 km/h. El Eurocódigo 1 orienta asimismo sobre la distribución de la cargas y sus efectos y especifica fuerzas horizontales debidas al movimiento del vehículo. Se incluyen fuerzas centrífugas asociadas con el movimiento en curvas, esfuerzos laterales debidos a oscilaciones de vehículos (movimiento de lazo) y esfuerzos longitudinales debidos a la tracción y el frenado.

Otros aspectos de la carga de los puentes que deben considerarse son las cargas accidentales y la posibilidad de rotura prematura por fatiga bajo la carga del tráfico.

3.4 Cargas generadas por una grúa

En los edificios dotados de puentes-grúa, las cargas debidas a la propia grúa y la carga levantada se consideran por separado. El peso propio de la grúa lo facilita generalmente el fabricante y la carga levantada corresponde a la capacidad máxima de elevación de la grúa. Cuando se eleva una carga a partir de una posición de reposo, existe una aceleración asociada en dirección vertical. Del mismo modo que las cargas de gravedad son iguales a la masa multiplicada por la aceleración debida a la gravedad, el movimiento de elevación provoca una fuerza adicional. Si la carga se eleva muy despacio -es decir, con poca aceleración- esta fuerza será muy pequeña, pero una elevación rápida, es decir, una aceleración alta, generará una fuerza importante. Naturalmente, esta fuerza se añade a la fuerza normal debida a la gravedad y generalmente se prevé ponderando las cargas estáticas normales de la grúa.

Los movimientos de la grúa a lo largo de la longitud como a través de la anchura del edificio, también están asociados a aceleraciones y desaceleraciones, esta vez en el plano horizontal. Las fuerzas horizontales asociadas deben tenerse en cuenta en el proyecto del sistema resistente. La magnitud de las fuerzas dependerá, como antes, de las velocidades de aceleración. El procedimiento normal consiste en calcular las magnitudes sobre la base de una proporción de la carga por rueda vertical.

El enfoque da como resultado una fuerza estática equivalente que puede utilizarse para diseñar la estructura en base a la resistencia. Sin embargo, debe también reconocerse la naturaleza de las cargas de la grúa. Debe considerarse la posibilidad de rotura prematura por fatiga en condiciones de carga cíclica.

3.5 Cargas climáticas

Las cargas climáticas son claramente acciones variables. En puentes y edificios, las cargas climáticas más importantes son las debidas a la nieve y al viento. En las estructuras marítimas como plataformas petrolíferas, las cargas debidas al agua son a menudo dominantes. La acción de las olas representa generalmente la condición más severa. En algunos lugares geográficos, los efectos de los terremotos deben incluirse en el cálculo estructural. Todas estas cargas quedan fuera del control del hombre. Por lo tanto, se ha reconocido que debe adoptarse un enfoque estadístico a fin de cuantificar las cargas hipotéticas correspondientes.

El enfoque se basa en el “periodo de retorno”, que es un periodo de tiempo al que se relacionan datos climáticos registrados como velocidades del viento, nevadas o altura de las olas. Si solamente se dispone de registros para un periodo de tiempo relativamente corto, pueden predecirse los datos para el “periodo de retorno”. La condición más severa, por término medio, sobre el periodo de retorno representa entonces el valor teórico. Para un periodo de retorno de 100 años, por ejemplo, se denomina como la 1 en 100 años para la velocidad del viento o altura de las olas, etc. Normalmente el periodo de retorno corresponde a la vida útil teó-



rica de la estructura. Está claro que existe un grado de incertidumbre sobre el proceso de predicción de las condiciones más severas que se pueden dar. Mayores simplificaciones están implícitas en la conversión a cargas de los datos climáticos medidos, como velocidades del viento o alturas de las olas.

3.6 Cargas de viento

La fuerza del viento es variable pero para muchas estructuras su efecto dinámico es pequeño y la carga del viento puede tratarse utilizando métodos estadísticos normales. Tales estructuras se definen como "rígidas" y el Eurocódigo 1 [1] proporciona orientación sobre esta clasificación. En estructuras esbeltas el efecto dinámico puede ser importante. Dichas estructuras se clasifican como estructuras "flexibles" y debe tenerse en cuenta su comportamiento dinámico.

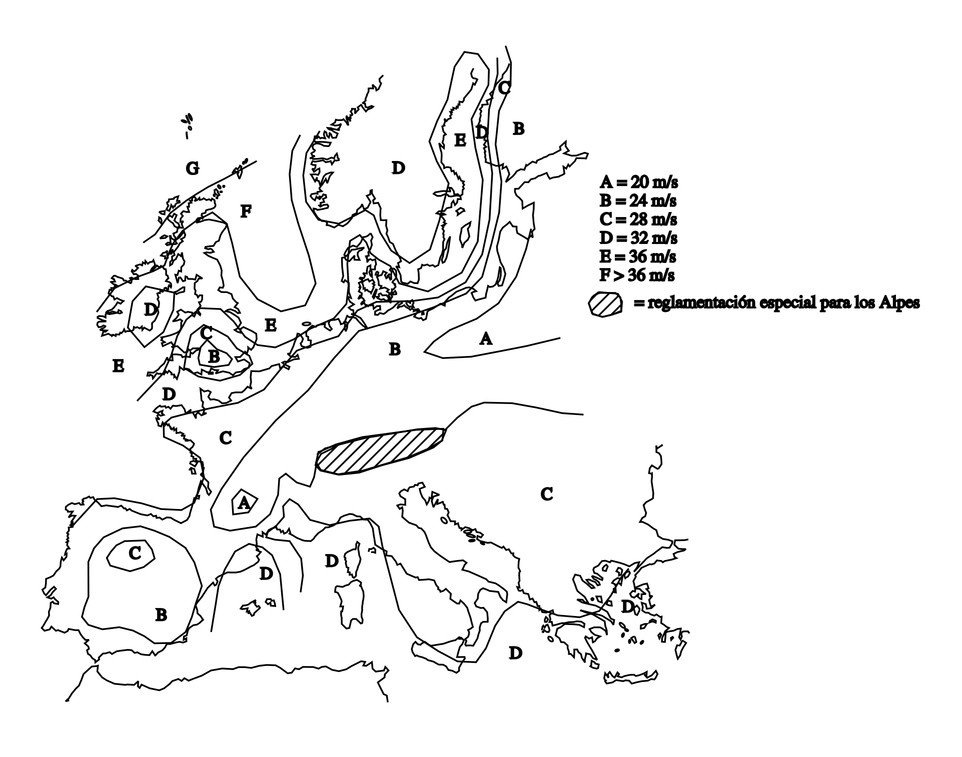


Figura 9 Mapa europeo de vientos

El parámetro más importante para la cuantificación de las cargas del viento es su velocidad. La base para el diseño es la velocidad máxima del viento pronosticada para la vida útil de la estructura. Los factores que influyen en su magnitud son:

- localización geográfica; las velocidades del viento son estadísticamente mayores en unas regiones que en otras. Para muchas regiones se dispone de datos estadísticos considerables y las velocidades del viento básicas se expresan en los mapas en forma de isopletas (figura 9), que son las líneas formadas por la unión de puntos con velocidades del viento básicas iguales superimpuestas. En el Eurocódigo 1 [1] la velocidad básica del viento se denomina velocidad del viento de referencia y corresponde a la velocidad media, a una altitud de 10 m por encima de un terreno plano, promediada sobre un periodo de 10 minutos con un periodo de retorno de 50 años.

- localización física; en lugares expuestos como costas, el viento alcanza mayores velocidades que en lugares más resguardados, como las ciudades (figura 10), debido a que las irregularidades de la superficie reducen la velocidad del viento al nivel del suelo. Esta variación se tiene en cuenta mediante un coeficiente de irregularidad relacionado con la irregularidad del terreno y la altura sobre el nivel del suelo.

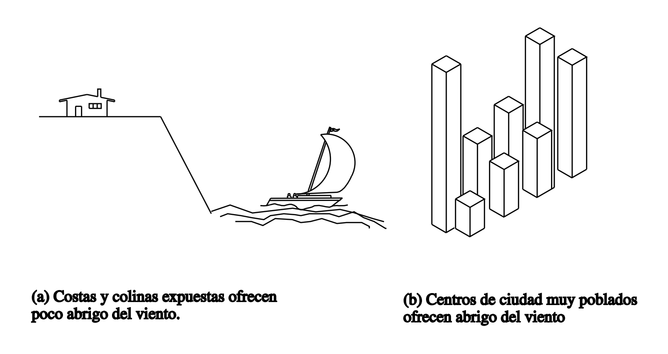


Figura 10 Efecto de la situación física en la exposición al viento

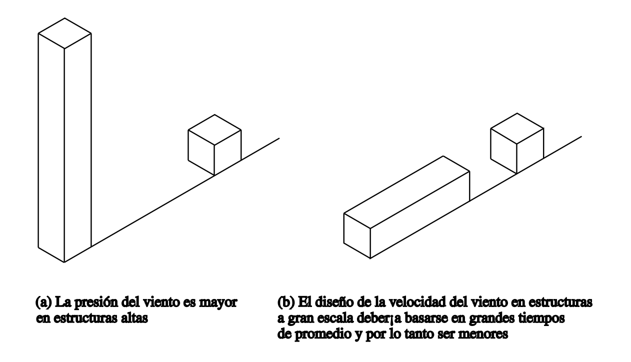


Figura 11 Influencia del tamaño de la estructura en el diseño de la velocidad del viento

- topografía; las características particulares de un lugar en relación con colinas o taludes se tienen en cuenta mediante un coeficiente topográfico.

- dimensiones del edificio; la altura tiene una importancia particular debido al hecho de que la velocidad del viento aumenta con la altura por encima del nivel del suelo (figura 11).

- la velocidad media del viento se determina por la velocidad del viento de referencia ponderada para tener en cuenta la altura del edificio, la irregularidad del terreno y la topografía. La presión del viento es proporcional al cuadrado de la velocidad media del viento. Además, los parámetros siguientes son importantes:

- forma de la estructura; es importante reconocer que las cargas del viento no son simplemente una presión frontal aplicada a una estructura, sino que son el resultado de una distribución compleja de la presión en todas las caras debido al movimiento del aire por toda la estructura. La distribución se complica todavía más debido a las estructuras adyacentes y las obstrucciones/variaciones naturales como las colinas, valles y bosques que pueden influir en las pautas del movimiento del aire y la distribución de la presión asociada.

- altura del tejado; este parámetro es realmente un aspecto especial de la forma estructural. Cabe señalar que las cubiertas

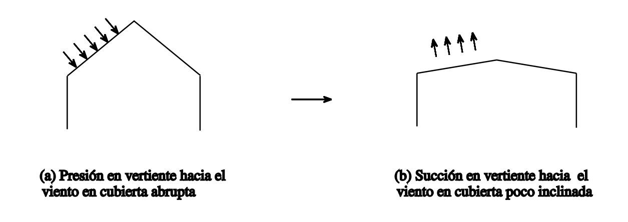


Figura 12 Influencia de la vertiente de la cubierta sobre la carga del viento

con una altura muy pequeña pueden estar sujetas a elevación o succión, mientras que las cubiertas de mayor inclinación -digamos aproximadamente superior a 20°- es probable que estén sujetas a una succión o presión descendente (figura 12).

- dirección del viento; las distribuciones de presión cambiarán según las diferentes direcciones del viento (figura 13).

- coeficiente de respuesta de rachas; este coeficiente se utiliza para tener en cuenta la reducción de la media espacial de la presión del viento con un área creciente, debido a la no coincidencia de las presiones locales máximas que actúan sobre la superficie externa de la estructura. Así, partes pequeñas del edificio, como unidades de revestimiento y sus fijaciones, pueden diseñarse para presiones de viento más altas que la estructura en su conjunto. El coeficiente de respuesta de rachas se relaciona con una altura equivalente que corresponde aproximadamente al centro de gravedad de la fuerza neta del viento sobre la estructura.

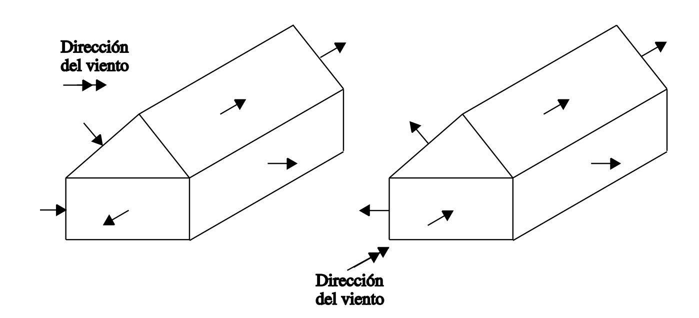
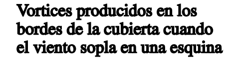
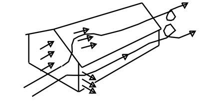
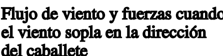


Figura 13 Efecto de la dirección del viento sobre la distribución de la presión







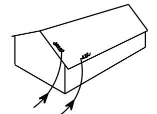


Figura 14 Presiones locales de cargas de vientos

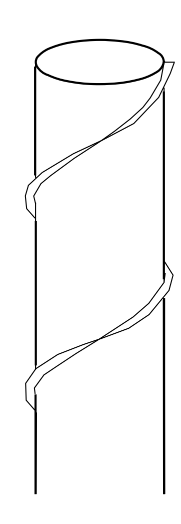


Figura 15 Uso de bandas helicoidales

Los procedimientos tabulados permiten tener en cuenta los citados parámetros, en primer lugar en el cálculo de la velocidad hipotética del viento y, en segundo lugar, en la conversión de esta velocidad del viento a un sistema de fuerzas sobre la estructura. Estas fuerzas estáticas equivalentes pueden entonces utilizarse en el cálculo y en la hipótesis de resistencia de la estructura, en conjunto. No obstante, deben también tenerse en cuenta ciertas características adicionales:

- las presiones locales, particularmente en las esquinas y alrededor de las obstrucciones de una superficie por lo demás “lisa”, pueden ser notablemente mayores que a nivel general (figura 14). Las presiones locales altas afectan especialmente a los detalles de revestimiento y fijaciones, pero pueden también ser una consideración para los elementos estructurales en esas áreas.

- las estructuras sensibles deben recibir un tratamiento más sofisticado. Puede incluir ensayos en túnel de viento y contemplar la influencia de los edificios colindantes. Las estructuras que pueden requerir este tratamiento son los edificios altos, los puentes largos o esbeltos, los mástiles y las torres.

- la inestabilidad aerodinámica puede ser una consideración en ciertos tipos de

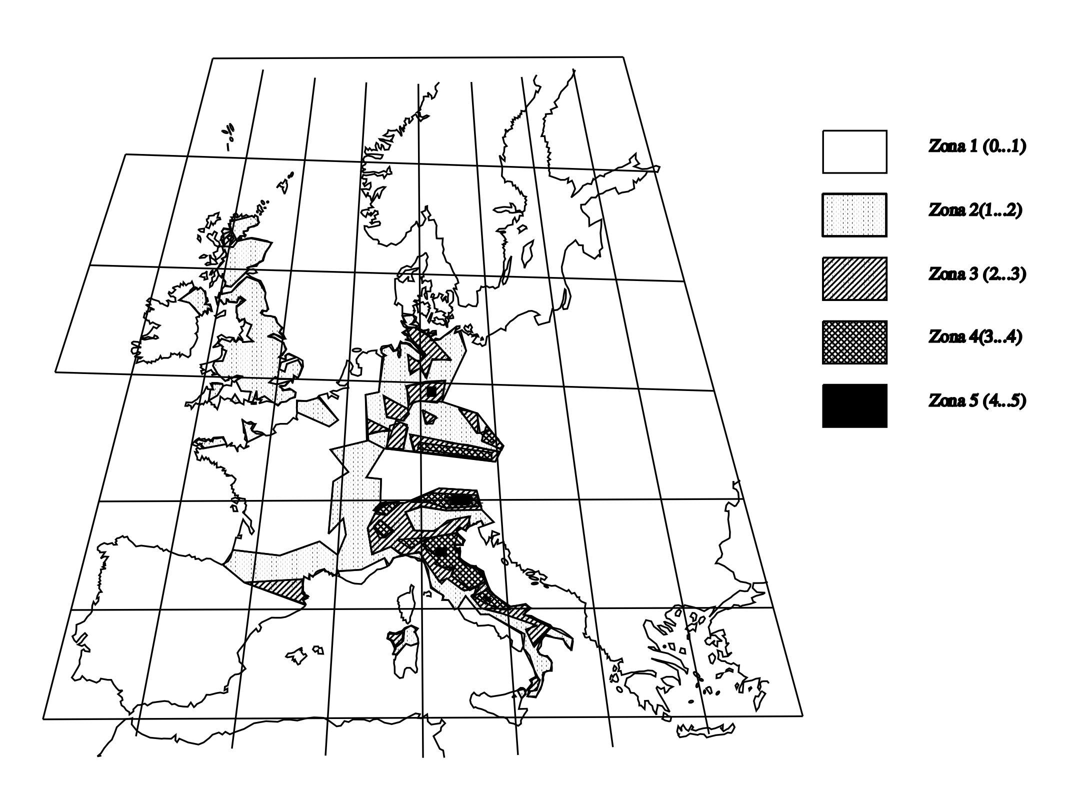


Figura 16 Mapa de zona de nieve en Europa (provisional)

Zona	Carga de nieve s_o [kN/m²] Altitud [m]			
	0	200	400	600
1	0,40	0,49	0,70	0,95
2	0,80	0,98	1,40	1,89
3	1,20	1,47	2,09	2,84
4	1,60	1,97	2,79	3,78
5	2,00	2,46	2,49	4,73

$$s_o = 0{,}412z\sqrt{(1 + (A/280)^2}$$

donde:

A es la altitud del local por encima del nivel medio de mar [m]

z es una constante que depende de la zona sometida a la carga de nieve.

Tabla 2 Cargas de nieve para zonas indicadas en la figura 16

estructura o componente, por ejemplo en las chimeneas y los mástiles. El efecto de los torbellinos normalmente puede evitarse mediante el uso de cintas (figura 15). Las oscilaciones de flexión alterna pueden ser un problema en los cables.

3.7 Cargas de nieve

Tradicionalmente, las cargas debidas a la nieve se han tratado especificando una única intensidad de carga, con posibles reducciones para las pendientes pronunciadas de la cubierta. En este enfoque no se tienen en cuenta aspectos como el incremento de la caída de nieve en altitudes mayores o las cargas localmente más altas debido a la acumulación de nieve. Los casos de colapso parcial o total debido a la carga de nieve no son desconocidos [5]. Un enfoque más racional consiste en utilizar un mapa de nieves que indique las intensidades básicas de la carga de nieve para una altitud especificada y un periodo de retorno similar al de las velocidades de viento básicas (figura 16). Pueden entonces aplicarse correcciones para las diferentes altitudes o vida útil prevista, tal como se muestra en la tabla 2. En la actualidad, el mapa de nieves europeo es provisional y se están realizando trabajos adicionales para recoger más datos.

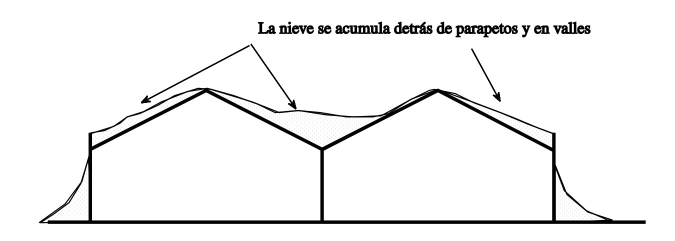


Figura 17 Acumulación de nieve

Las tolerancias para diferentes configuraciones de cubiertas pueden tratarse mediante un coeficiente de forma. Éste prevé condiciones tales como las acumulaciones de nieve detrás de parapetos, en limahoyas y en los cambios abruptos de la altura de la cubierta (figura 17). Además de las nevadas en condiciones de calma, puede ser necesario considerar los efectos del viento. El viento puede provocar una redistribución de la nieve y, en algunos casos, su eliminación parcial de las cubiertas. Todo cambio de la distribución de la nieve en las cubiertas debido a una pérdida excesiva de calor a través de una parte de la cubierta o a operaciones de limpieza de la nieve deben tenerse en cuenta si tales patrones de carga son críticos. El Eurocódigo 1 [1] no abarca las cargas de viento adicionales debidas a la presencia de nieve o a la formación de hielo, ni las cargas en áreas en las que la nieve está presente durante todo el año.

3.8 Carga de las olas

En las estructuras marítimas, en aguas profundas y hostiles, las cargas de las olas pueden ser particularmente severas. Las cargas surgen debido al movimiento del agua asociado con la acción de las olas. Estos movimientos pueden describirse matemáticamente para relacionar las fuerzas con características físicas de las olas tales como la altura y la longitud.



El tratamiento es por tanto similar al de las cargas del viento, en la medida en que estas características físicas se predicen, calculándose entonces las fuerzas correspondientes en la disposición estructural particular. Estos métodos de cálculo son, sin embargo, muy complicados y deben realizarse de forma realista en un ordenador.

3.9 Efectos de la temperatura

Las estructuras expuestas, como los puentes, pueden verse sometidas a variaciones importantes de temperatura que deben ser tenidas en cuenta en el proyecto. Si no se prevén en términos de tolerancia para la dilatación, pueden desarrollarse fuerzas importantes y deben incluirse en el cálculo estático. Además, temperaturas diferentes, por ejemplo entre la cubierta de hormigón y las vigas de acero de un puente mixto, pueden inducir a una distribución de las tensiones que el proyectista debe considerar.

3.10 Material contenido

Las estructuras para retener y contener material (en grano o líquido) estarán sujetas a presión lateral. Para los líquidos, se trata sencillamente de la presión hidrostática. Para el material en grano puede adoptarse un enfoque similar pero con una reducción de presión que depende de la capacidad del material para mantener una pendiente estable (método de Rankine). El estancamiento de agua en las cubiertas planas debe evitarse asegurando caídas adecuadas (1:60 o más) hacia canalones de recogida de agua.

3.11 Cargas sísmicas

En algunas partes del mundo los terremotos son una consideración importante en el diseño. Las acciones sísmicas sobre las estructuras se deben a un fuerte movimiento del terreno. Son función del propio movimiento del terreno y de las características dinámicas de la estructura.

Los movimientos fuertes de terreno pueden medirse mediante uno de sus parámetros, siendo la aceleración máxima del terreno el adoptado con mayor frecuencia en ingeniería. Estos parámetros se expresan sobre una base probabilística, es decir, se asocian a una cierta probabilidad de incidencia o a un periodo de retorno, en combinación con el periodo de vida de la estructura [3].

3.12 Cargas accidentales

Las acciones accidentales pueden sobrevenir como resultado de situaciones accidentales. Estas situaciones pueden ser incendio, impacto o explosión. Resulta muy difícil cuantificar estos efectos. En muchos casos puede ser preferible evitar el problema, por ejemplo disponiendo barreras protectoras para evitar la colisión de vehículos o aberturas de ventilación para disipar las presiones creadas por las explosiones.

Cuando deben diseñarse estructuras, como barreras protectoras para vehículos o multitudes, basadas en el "impacto", la carga se trata como una carga estática equivalente.

4. RESUMEN FINAL

- Existen muchas fuentes de cargas estructurales, especialmente cargas permanentes, las que se deben al uso de la estructura y a los efectos climáticos como el viento, los seísmos, la nieve y la temperatura. Las cargas deben cuantificarse a efectos del proyecto estructural. Las cargas permanentes pueden calcularse. Las cargas impuestas sólo pueden relacionarse con el tipo de uso a través de la observación de otras estructuras similares. Las cargas climáticas se basan en un tratamiento estadístico de los datos registrados.
- Los valores calculados o prescritos de las cargas se ponderan para proporcionar un margen de seguridad adecuado. Debe reconocerse la naturaleza, así como la magnitud de las cargas, particularmente en términos de comportamiento dinámico y de fatiga.

5. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 1: “Basis of Design and Actions on Structures” CEN.

[2] Eurocódigo 3: Design of Steel Structures: ENV 1993-1-1: Parte 1.1, General principles and rules for buildings, CEN, 1992.

[3] Eurocódigo 8: Structures in Seismic Regions - Design, CEN (en preparación).

[4] Floor Loadings in Office Buildings - the Results of a Survey, BRE Current Paper 3/71, Building Research Establishment, Watford, 1971.

[5] Design Practice and Snow Loading - Lessons from a Roof Collapse, The Structural Engineer, Vol 64A, No 3, 1986.

6. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Monograph on Planning and Design of Tall Buildings, Volume CL, Tall Building Criteria and Loading, American Society of Civil Engineers, 1980.

2. Civil Engineer’s Handbook, Butterworths, London, 1974.

3. Bridge Aerodynamics Conference, Institute of Civil Engineers, Thomas Telford, London, 1981.

4. On Methods of Load Calculation, CIB Report No 9, Rotterdam, 1967.

5. BRE The Designer’s Guide to Wind Loading of Building Structures

Parte 1 Butterworths, 1985
Parte 2, Butterworths, 1990.



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.4.1: Historia del Hierro y del Acero en Estructuras

OBJETIVOS/CONTENIDO

Para entender cómo el acero ha llegado a ser un material estructural con la primordial importancia que tiene hoy en día, resulta esencial comprender su relación con el hierro fundido el pudelado y sus propiedades, además de la forma en que estos materiales han ido evolucionando.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Lección 1.2: Fabricación y Productos de Acero

RESUMEN

Se describen las propiedades de los tres metales férricos, la fundición, el hierro forjado y el acero, y se resume la evolución de su producción. Se explica asimismo la evolución de su uso estructural y se presentan las perspectivas de desarrollo futuro.



1. PROPIEDADES DE LOS TRES METALES FÉRRICOS: FUNDICIÓN, HIERRO FORJADO Y ACERO

La fundición, como su propio nombre indica, se conforma vertiendo metal fundido en un molde y dejando que solidifique; de este modo puede obtenerse una amplia variedad de formas, a menudo muy complicadas. Es muy resistente a compresión, relativamente quebradizo a tracción, mucho más rígido que la madera, pero frágil.

El hierro forjado es resistente a tracción y compresión y dúctil, por lo que constituye un material más seguro para vigas que la fundición. Su principal inconveniente radica en el hecho de que, al no alcanzar nunca un estado completamente fundido, sólo puede conformarse por laminado o forjado, lo que limita sus posibles formas estructurales y decorativas.

Las propiedades del acero dulce (soldable) son similares a las del hierro forjado pero, por lo general, es más resistente y puede tanto fundirse como laminarse. Sin embargo, presenta una menor resistencia a la corrosión que el hierro forjado y es menos maleable y, por tanto, menos adecuado para la realización de formas asumibles y fluidas.

Estas propiedades, en términos de resistencia y contenido de carbono, se muestran en la figura 1; los valores indicados deben considerarse indicativos más que como límites absolutos. No se incluyen las fundiciones maleables o dúctiles, cuya resistencia a la tracción se sitúan muy por encima de las indicadas.

Material	Contenido aproximado de carbono (%)	Rango de límite de rotura	
		Compresión N/mm²	Tracción N/mm²
Fundición (gris)	2,25 - 4,0	400 - 1000	100 - 150
Acero dulce (soldable)	0,02 - 0,05	250 - 400	250 - 400
Hierro forjado	0,2 - 1,0	350 - 700	350 - 700

Figura 1 Relación de resistencias y contenidos de carbono en fundición, hierro forjado y acero

2. EVOLUCIÓN DE LOS METALES FÉRRICOS

2.1 Hierro de forja

El hierro se conoce y se ha utilizado durante más de tres mil años, pero hasta el desarrollo del alto horno en torno al 1500 DC no pudo producirse en forma fundida. En China, el hierro fundido se remonta a épocas mucho más tempranas, pero en el mundo occidental no se conoce hasta mucho después de la invención del alto horno. Existe alguna evidencia de que los romanos sabían producir fundición pero, si lo hacían, el conocimiento de ello ciertamente se ha perdido.

Antes del horno alto, el hierro se extraía del mineral mediante reducción química en hornos sencillos o chimeneas. Inevitablemente, la escala de la operación era pequeña y el proceso bastante laborioso, ya que el hierro llegaba en una forma pastosa dura, alejada del estado líquido, que seguidamente se refinaba y conformaba mediante forja. En esencia, esto era el hierro de forja.

2.2 Hierro fundido o colado

En el siglo XVI, el hierro fundido o colado era difícil de producir a gran escala antes del paso del carbón vegetal al coque como combustible. Con el carbón, el tamaño práctico del horno estaba limitado por la trituración del combustible, el peso de la carga del mineral y, por ello, el tamaño del horno. Abraham Darby es reconocido generalmente como el padre de la fundición con coque y, aunque ésta se produjo en 1709, su aplicación industrial no se generalizó hasta 1750, en Gran Bretaña, y bastante después en el resto de Europa.

2.3 Hierro forjado industrial

El hierro forjado a gran escala, al contrario que el hierro de forja, fue posible como resultado de los avances que culminaron en el horno de pudelado de Henry Cort patentado en 1793. En este horno, el carbono de la fundición bruta se quemaba en un horno de reverbero mientras que las impurezas se eliminaban mediante el forjado. A medida que el proceso continuaba y el hierro se hacía más puro, su punto de fusión se elevaba y la carga del horno se hacía más viscosa para finalmente ser extraída en una forma plástica para su laminado o forjado. Fue el incremento de la escala de la operación lo importante, más que cualquier cambio del material real que, efectivamente, era el mismo que la variedad de forja.

La modernización del hierro forjado dependió no sólo del proceso de pudelado, sino de la idea de rodillos estriados que hicieron posible la producción económica de perfiles angulares L y en T y, posteriormente, perfiles en U y viguetas laminadas. De nuevo, Henry Cort, que había patentado los rodillos estriados en 1784, se lleva el mérito aunque las recompensas económicas se le escaparon.

2.4 Acero

Aunque el acero venía fabricandose desde la antigüedad, la producción del material, tal y como lo conocemos hoy en día, data del siglo XVIII. Se producía por cementación, proceso mediante el cual barras de hierro pudelado puro absorbían carbono durante un prolongado tratamiento térmico o, desde la primera mitad del siglo XVIII, en forma fundida mediante el proceso en crisol de Hunsman. El material obtenido por cementación se destinaba especialmente a la manufactura de cuchillos y herramientas y careció de una relevancia real en la construcción. El acero de crisol continuó produciéndose, aunque a un nivel decreciente, hasta después de la Segunda Guerra Mundial; no está claro en qué medida se utilizó estructuralmente en obras de construcción.

Una falacia comúnmente admitida es que el uso del acero con propósitos estructurales data de mediados de 1850, con el convertidor de Bessemer; No sólo Kelly lo obtuvo primero en EEUU con un proceso prácticamente idéntico, sino que la cantidad de acero que ya se estaba

producido con otros métodos era considerable. Sólo en Gran Bretaña se producían cada año unas 60.000 toneladas de acero en torno a 1850, lo cual no es nada despreciable, salvo si se compara con una producción anual mundial de 2,5 millones de toneladas de hierro en el mismo periodo. El acero de Bessemer era ciertamente más económico y podía producirse en cantidades mayores, pero su calidad era incierta. Hasta el perfeccionamiento del proceso de horno abierto de Siemens-Martin en 1880, el acero no pasó a utilizarse ampliamente en la construcción y en la industria naval.

Hoy se utiliza muy poca fundición en estructuras y no se produce ningún hierro forjado. El acero es el más utilizado. Existen, no obstante, algunos signos de un renacimiento limitado de la fundición, particularmente en la forma dúctil, sólo disponible desde los años 40.

3. LOGROS ALCANZADOS CON HIERRO Y ACERO ESTRUCTURALES

Para observar los logros estructurales alcanzados con el hierro y el acero en los últimos 250 años, es conveniente clasificarlos en relación con el periodo, o época, en los que predominaron cada uno de los tres metales férricos. Inevitablemente, estos periodos se solapan y resulta significativo que en cada caso fue necesario mucho tiempo (hasta 50 años) para que los descubrimientos fueran utilizados comercialmente. Aproximadamente, los periodos son los siguientes:

Periodo de la fundición	1780-1850 (Columnas hasta 1900)
Periodo del hierro forjado	1850-1900
Periodo del acero	1880 – Actualidad

Estas fechas reflejan la situación en Gran Bretaña, donde la siderurgia estuvo más desarrollada que en cualquier otro lugar en la primera mitad del siglo XIX. En Francia no hubo ningún periodo verdaderamente perteneciente al acero, mientras que en EEUU tanto la fundición como el hierro forjado se utilizaban comparativamente menos antes de mediados del siglo XIX, después de lo cual se produjo una explosión positiva de su aplicación. Por otra parte, el acero se hizo popular más o menos al mismo tiempo en Europa y en América. En la figura 2 se hace hincapié en lo corto que fue el periodo total del uso estructural del hierro y el acero en relación con el conocimiento humano del hierro.

Figura 2 3000 años del uso del hierro y del acero (pero su uso en estructuras se limita a los últimos 250 años)

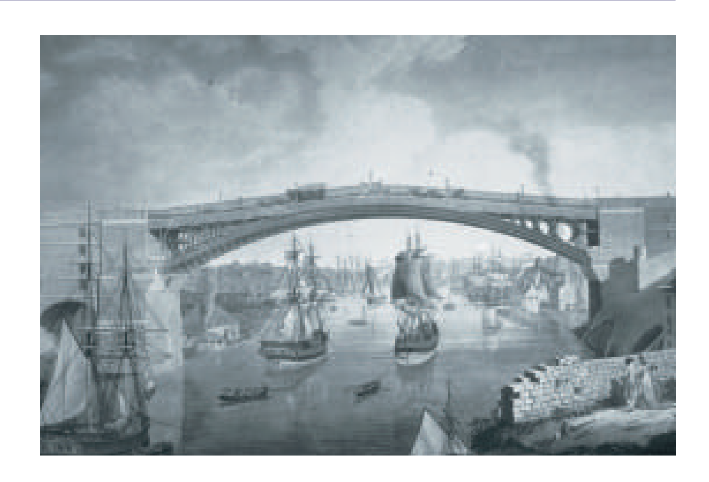


4. EL PERIODO DE LA FUNDICIÓN (1780-1850)

Debido a su disponibilidad en el mercado, se introducen nuevos materiales por su economía o para resolver problemas específicos.

4.1 Puentes de fundición en arco

Los primeros puentes de fundición eran todos formas en arco en las que ésta simplemente sustituía la albañilería, siendo sus ventajas una considerable reducción de peso y del empuje horizontal, la economía y la rapidez de ejecución. El primer puente de fundición de cualquier magnitud fue el famoso puente de Coalbrookdale, realizado en 1779, con una luz de unos 33 metros (diapositiva 1); una estructura llena de aparentes contradicciones con mezcla de detalles de carpintería y albañilería, pero que todavía hoy sigue orgullosamente en pie. A la construcción de este puente siguió una completa sucesión de puentes en arco de fundición en Gran Bretaña, como el Wear Bridge de Thomas Wilson de 1792-6, con pletinas de hierro forjado reforzando las dovelas de fundición y una luz de 72 metros (diapositiva 2). El clímax, pero de ningún modo el último puente de fundición, fue quizá el Mythe Bridge de Telford en Tewkesbury (1823-26) con una luz de sólo 52 metros pero ligerísimo y con una estructura totalmente lógica. (diapositiva 3).



Diapositiva 2

En otros lugares de Europa los puentes en arco de fundición fueron escasos hasta bien entrado el siglo XIX, con un número de diseños que superan ampliamente el número de realizaciones. Le Pont des Arts de París, construido en 1801-3 por Cessart, fue quizá el más famoso pero, lamentablemente, ha sido hoy sustituido por una reproducción soldada no del todo convincente. En aquel tiempo, también en Rusia se construyeron algunos puentes de fundición en arco.



Diapositiva 1

4.2 La Fundición en los Edificios

En todos los edificios, el incendio era un problema recurrente con las estructuras de madera. Casi con toda seguridad ésta fue la razón de una aplicación muy temprana de la fundición, en las columnas que soportaban la amplia cocina y la chimenea de 1752 en el Monasterio de Alcaçova, en Portugal. En Gran Bretaña, la fundición se utilizaba a principios de los años 1770 en iglesias, en parte para la reproducción económica de los



Diapositiva 3

Aproximadamente entre 1810 y principios de 1940, se produjo un creciente interés por las viguetas de fundición, algunas de ellas con vanos de 12 metros o más, como las del British Museum de principios de 1820 (figura 3). Algunas veces estas fundiciones se utilizaban como meros sustitutos de las maderas principales de suelos esencialmente de madera, pero en otros casos se combinaban bovedillas de ladrillos, como en las fábricas en torno a 1800, o forjados de piedra, con vigas de fundición de grandes forjados para proporcionar rigidez, aislamiento acústico y protección contra el incendio.

ornamentos góticos, pero también para columnas estructurales. En Rusia, la fundición arquitectónica se utilizó ampliamente durante todo el siglo XVIII pero no está claro hasta qué punto se utilizó también para apoyar suelos y cubiertas.

Resulta difícil ver alguna tendencia originada a partir de estas primeras aplicaciones de la fundición en edificios. Fue en las fábricas textiles británicas de varias plantas, en los años 1790, donde la fundición demostró tener un importante futuro en las estructuras de edificios. El desastroso incendio en Albion Mill en 1791 fue quizá el mayor incentivo para cambiar. Bage y Strutt fueron los grandes pioneros. Entre ellos, desarrollaron interiores totalmente incombustibles de fundición y ladrillo, pero con luces de forjado de solamente entre 2,5 y 3,0 metros en cada dirección, como era el caso con los interiores de madera. Posteriormente, esta construcción de hierro en fábricas se extendió a los almacenes, con un incremento gradual de las luces.

Mientras el fuego era la razón principal del cambio en las fábricas, existía un deseo creciente, en edificios públicos y casas grandes, de disponer de forjados de grandes luces que no hicieran flecha ni oscilaran. La madera había demostrado ser generalmente inadecuada para luces superiores a 6-7 metros. Otra forma de ”ignifugación” consistía en planchas de hierro forjado en el interior del arco del espacio del techo entre vigas de fundición. El apogeo del desarrollo de los forjados de fundición se alcanzó en el Palacio de Westminster de Barry, de los años 1840. Hasta mediados de los 1840, la fundición se consideró el material milagroso hacia el que todo el mundo debía volcarse.

Es un misterio lo poco que se sabe acerca de quién fijó realmente las dimensiones y la forma de las vigas utilizadas por Nash, Barry y otros arquitectos de este periodo. El libro de Thomas Tredgold de 1824 sobre la fundición tuvo sin duda influencia, pero es peligrosamente erróneo en algunos aspectos. En la mayoría de los casos, es probable que la carga de prueba de las vigas, que se empleaba ampliamente, proporcionara la principal salvaguarda contra los errores de concepción y los defectos de ejecución.

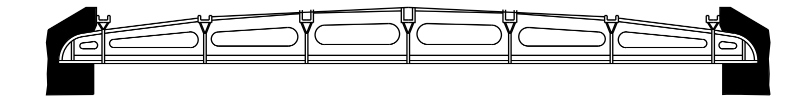


Figura 3 Viga de hierro fundido con vano de 12,5 metros en el forjado de la Biblioteca del Rey del Museo Británico: a principios de los años 20 por J. U. Rastrick



Diapositiva 4

Una parte de él era una combinación de fundición y hierro forjado y otra era simplemente hierro forjado. Existe poca evidencia de que se utilizara acero en aplicaciones estructurales en este periodo.

En Gran Bretaña, la fundición se utilizaba a veces combinada con madera, como en el Nuevo Muelle del Tabaco de 1811-14 o con hierro forjado, como en la cubierta de 1837 de la Estación de Euston (diapositiva 4).

Después de 1840, la escala de la construcción en hierro y la proporción de hierro forjado/fundición en las estructuras mixtas se incrementó substancialmente. La Palm House en Kew de 1844-47, de Richard Turner y Decimus Burton, marcó un avance en los primeros invernaderos e incorpora probablemente los primeros perfiles en I laminados del mundo. Las cubiertas de hierro forjado de vanos crecientes sobre columnas de fundición proliferaron tanto en los astilleros navales como en las estaciones de tren, culminando en la cubierta de Turner con una luz de 47 metros en Lime Street, Liverpool (1849).

En Francia se construyeron algunos forjados y cubiertas de hierro pudelado altamente innovadores antes de la Revolución, como la cubierta de 21 metros de luz de Victor Luis en 1786 en el Teatro del Palais Royal de París (figu-

Aparte de las fábricas y los forjados de grandes luces, hubo un amplio abanico de nuevos usos de la fundición entre 1810 y 1840, algunas veces por si misma en estructuras completas, como el Mercado de Hungerford de 1836 o la altamente decorada Lonja de Carbón de Bunning, realizada en 1847-49. En Rusia se realizó también una cantidad considerable de construcciones de edificios de fundición en la primera mitad del siglo XIX como el teatro Alexandrinsky de 1829-32 y la Cúpula de la Catedral de San Isaac (1837-41).

Hacia finales de los años 1840, la fundición había perdido en gran parte su imagen dorada y empezaba a considerarse un material no fiable, especialmente para las vigas. El colapso progresivo de cinco plantas de la Fábrica Radcliffe en Oldham en 1844 y la rotura del Dee Bridge en 1847 resultaron muy perjudiciales para su imagen.

4.3 Combinación de fundición y hierro forjado en la construcción

No todo el hierro en el “periodo del hierro” era fundido.

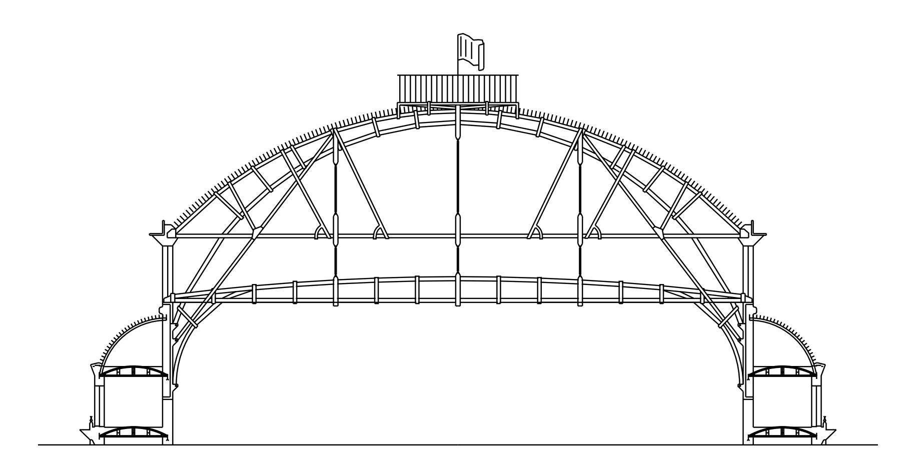


Figura 4 Cubierta Victor Luis de hierro forjado con vano de 21 metros, 1786

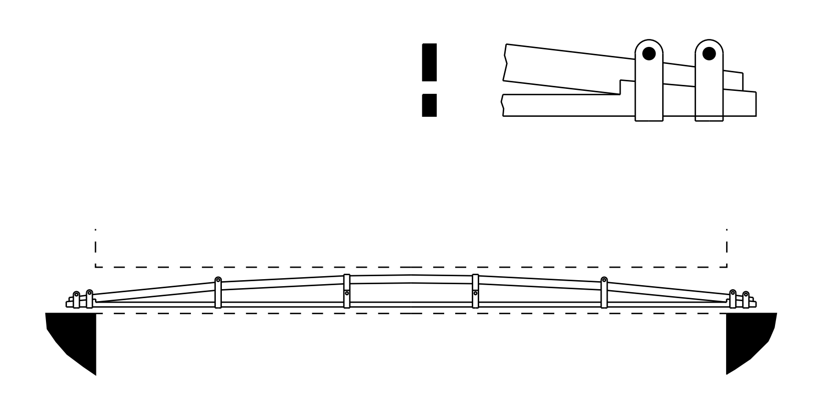


Figura 5 Viga de losa en hierro forjado de Ango, hacia 1780

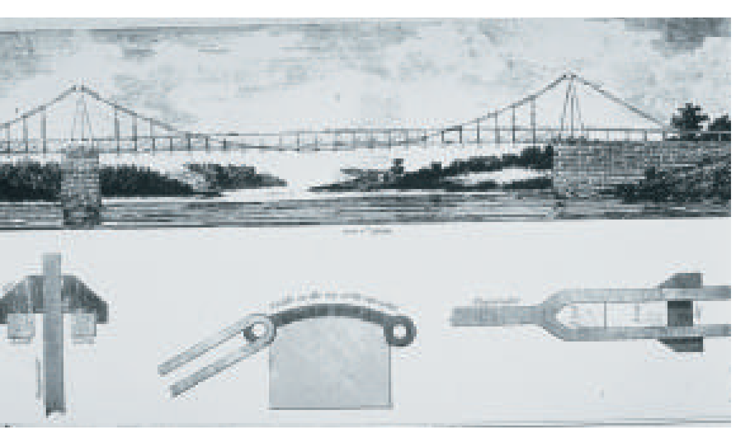
ra 4). En esta cubierta, como en el puente de Coalbrookdale, la lógica estructural no está del todo clara. Sin embargo, el sistema de forjado de perfiles planos de hierro forjado en arco realizado por M. Ango en los años 1780 (figura 5) es claramente comprensible y los derivados de este sistema se siguieron utilizando hasta que fueron sustituidos por algunos sistemas ”ignífugos”, todavía basados en hierro forjado, a finales de los años 1840. La fundición tuvo un gran impacto en Francia en los años 1830 y posteriores, destacando la gran cubierta de hierro de 1837-38 en la Catedral de Chartres y la Biblioteca de Ste. Geneviève de 1843-50, pero el hierro forjado seguía manteniendo su predominio.

La construcción mixta se extendió bastante en Rusia. En San Petersburgo, se realizó una forma de vigueta de plancha remachada, en 1838, para la reparación del Palacio de Invierno después del incendio de 1837. Este desarrollo se produjo justo diez años antes del desarrollo independiente de las vigas de hierro forjado remachado en Gran Bretaña.

4.4 Puentes colgantes

Algunos de los trabajos más creativos en puentes colgantes se remontan al ”periodo de la fundición” pero se refieren a hierro forjado, aunque Tredgold tuvo la temeridad de sugerir cables de sustentación de fundición. En la mayoría de los campos de la construcción, los EEUU siguieron fieles a la madera en lugar del hierro durante la primera mitad del siglo XIX, pero debe reconocérseles la introducción del puente colgante de losa horizontal, patentado por James Finley en 1808, con bastidor de hierro forjado (diapositiva 5). A partir de ahí se produjo una pequeña batalla de principios sobre la forma del cable. Gran Bretaña se inclinaba por las cadenas de hierro forjado con uniones de barra con ojal, como lo había hecho Finley, mientras que los franceses preferían los cables de alambre, debiéndose la diferencia en gran medida al estado de las industrias del hierro en ambos países.

En 1850, Francia había construido varios cientos de puentes colgantes, principalmente debido a la empresa de los hermanos Seguin, mientras que Gran Bretaña contaba escasamente con más de una docena. Si los franceses hubieran confinado los alambres a los cables por encima del suelo todo habría ido bien, pero no lo hicieron. La corrosión se convirtió en el problema principal, llevado al extremo con el colapso en 1850 del puente colgante de Basse-Chaine, con el resultado de 226 muertes. A ello le siguieron grandes trabajos de corrección y la construcción de puentes colgantes prácticamente se detuvo en Francia durante muchos años. Sin embargo, a partir de la influencia francesa, los cables de alambre sustituyeron a las cadenas de barra con ojal en EEUU y se convirtieron prácticamente en norma en todo el mundo.



Diapositiva 5



5 EL PERIODO DEL HIERRO FORJADO (1850-1900)

5.1 El hierro en los puentes

El periodo del hierro forjado fue, en sus principios, el de la viga de hierro remachada, que data de finales de la década de los cuarenta del siglo pasado, aunque ya entonces este material se había introducido con firmeza en la construcción mixta. Vistas desde la distancia, las vigas de hierro forjado deben su nacimiento, en parte, a las dudas a cerca de la seguridad de la fundición a flexión, y a la exitosa experiencia de su utilización en los barcos de hierro. Sin lugar a dudas, la mayor contribución singular, no sólo al desarrollo de las vigas remachadas, sino al establecimiento general del hierro forjado como material dominante del periodo, fue el diseño y construcción del Britannia Bridge y de los puentes tubulares de Conway.

Las figuras clave fueron Robert Stephenson, ingeniero en Chester and Holyhead Railway; William Fairbairn, el hombre práctico con experiencia en barcos de hierro; e Eaton Hodgkinson, el teórico y experimentador.

En el año 1845, enfrentados con la entonces aparentemente imposible tarea de hacer pasar trenes sobre los Estrechos de Menai, en un momento en que los agentes encargados del transporte daban la espalda a los puentes de arco y colgantes, por haberse revelado estos inadecuados para cargas de ferrocarril, desarrollaron una nueva forma estructural, la viga en cajón, y efectuaron su demostración a una escala suficiente para que los trenes pasaran por su interior (diapositiva 6). Sin embargo, no fueron los puentes lo importante, sino los conocimientos derivados del extenso programa de investigación y ensayos que los hizo posibles.



Diapositiva 6

Estos tres hombres despejaron la creencia inicial de que el hierro forjado era más débil a compresión que a tracción, demostraron que un tubo rectangular era más resistente a la flexión que uno circular u oval, aislaron el problema del pandeo de planchas y mostraron cómo contrarrestar este comportamiento con alas celulares y rigidizadores de alma. Así, estos tres hombres y sus ayudantes establecieron el hierro forjado remachado como un material calculable para vigas de magnitud casi ilimitada. Más aún, demostraron las ventajas de la continuidad de las vigas, incluso para cargas permanentes (basándose en el trabajo teórico de Francia) y probaron que la resistencia de los remaches dependía tanto de la sujeción como de la acción de la espiga. La amplitud de los ensayos de materiales y modelos para estos puentes fue prodigiosa.

La rapidez del trabajo fue casi tan notable como los resultados. El problema de cruzar los estrechos de Menai se planteó a principios de 1845, el puente de Conway se abrió en diciembre de 1848 y el puente de Britannia en marzo de 1850. En ambos casos, los trabajos de los elementos de apoyo se iniciaron en la primavera de 1846, mucho antes de que todos los problemas de las estructuras en vano se hubieran resuelto. Otros puentes de hierro forjado más pequeños del mismo periodo, con almas de compresión celulares fueron, al parecer, derivados de este desarrollo básico.

Es preciso señalar que, de manera concurrente con este importante trabajo de innovación, Stephenson fue el responsable de gran cantidad de otras construcciones de ferrocarriles, incluido el puente de Alto Nivel de Newcastle de seis vanos, con arcos con tirantes de fundición, de 1846-49 (diapositiva 7), y el mal conce-



Diapositiva 7

da en los años 1850. En la figura 6 se muestran algunos de los pasos de esta transformación.

La racionalización de las vigas de celosía y su evaluación estructural también se produjo en los años 1850. Muchas de estas formas se derivaron de la construcción en madera en EEUU, pero dieron al remachado y al hierro forjado un alcance enorme. El puente Britannia ha sido criticado por el derroche de material en comparación con una estructura equivalente con lados cerchados abiertos, pero esto no es justo si consideramos lo poco que se sabía sobre la verdadera acción de la cercha a mediados de los años 1840. En las figuras 7a y 7b se encuentran formas de cercha matemáticamente racionales de aquel periodo. Existían numerosas variaciones sobre estas formas.

En todos los países se realizaron puentes de hierro forjado de todas las formas y tamaños . En Gran Bretaña, el puente Saltash, de I.K. Brunel, se terminó en 1859 y el tristemente célebre puente Tay, abierto en 1878, se recuerdan por muy diferentes razones. Los grandes arcos del francés Gustave Eiffel en Oporto y Garabit, de 1875-77 y 1880-84 respectivamente, son actualmente famosos en todo el mundo. En EEUU, el puente Colgante Wheeling de 1847-49, el puente Niágara de Roebling terminado en 1855 y el puente en Arco de St. Louis de James Ead, de 1867-1874, son merecidamente famosos, aunque cabe señalar que los últimos son sólo en parte de acero.

bido Dee Bridge en Chester, basado en vigas de cerchas de fundición, que colapsó desastrosamente en 1847 poco después de inaugurarse. La presión que se ejercía sobre los líderes de la ingeniería en aquel momento es difícil de imaginar y no sorprende que, en ocasiones, las relaciones se hicieran tensas, como ocurrió entre Stephenson y Fairbairn.

La evolución de las vigas compuestas actuales, desde aquellas vigas con almas de compresión celulares, se produjo en gran medi-

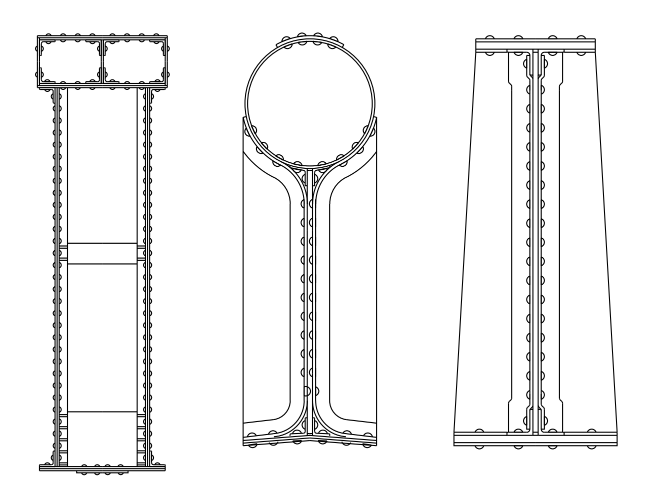
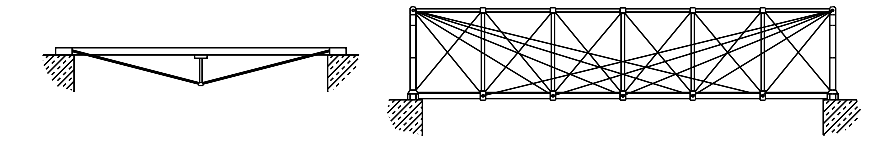
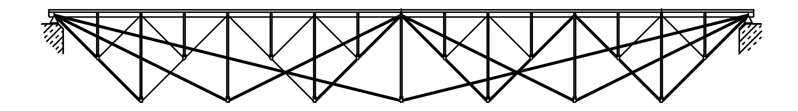


Figura 6 Ejemplos de transición de alas de compresión celular a vigas de chapa remachadas

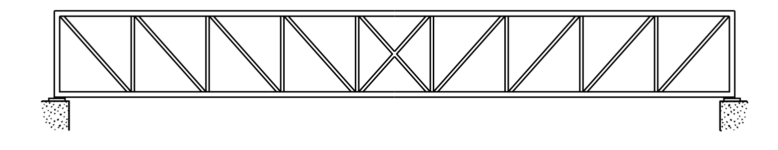
5.2 El hierro forjado en los edificios

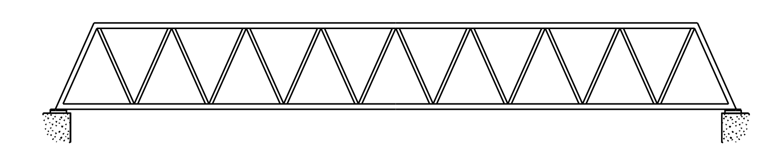
En los edificios, el panorama del uso del hierro fue más modesto, por lo general, siendo su utilización más destacable en forjados, tanto en Gran Bretaña como en otros países europe-





(a) Primitivas vigas de celosías intuitivas (Bollman y Fink)





(b) Vigas de celosía matemáticamente racionales (Pratt y Warren)

Figura 7 (a) Primitivas vigas de celosías intuitivas (Bollman y Fink). (b) Vigas de celosía matemáticamente racionales (Pratt y Warren)

os. Casi con total seguridad, el desarrollo de estos sistemas de forjado en Francia, a finales de los años 1840 y principios de los 50, fue lo que dio impulso al desarrollo comercial de las viguetas laminadas, independientemente de si se laminaron las primeras allí o en Gran Bretaña. El tamaño de los perfiles de las viguetas se incrementó de forma gradual, pero hasta el advenimiento del acero licuado las dimensiones estaban limitadas por los problemas que entrañaba el manipular grandes cantidades de hierro forjado.

La fundición siguió utilizándose para columnas hasta mucho después de 1850. En EEUU apareció la moda de las fachadas de fundición, que duró varias décadas. Bogardus y Badger fueron los dos grandes promotores. Internamente, las estructuras varían, estando representados el hierro, la albañilería y la madera.

Aparte de estas aplicaciones útiles, a menudo ocultas, del hierro en edificios tradicionales, en muchos países se construyeron algunas estructuras de edificios espectaculares, principalmente cubiertas de gran luz. Más frecuentemente, pero sin ser exclusivas, se utilizaban en las estaciones de ferrocarril. Cabe hacer mención de la cúpula nervada de hierro de la sala de lectura del British Museum (1854-57), los arcos de 73 metros de hierro forjado de la estación de St Pancras (1868) y la cúpula del Albert Hall (1867-71). Estos edificios rivalizaban en Francia, por ejemplo con la Biblioteca Nacional (1868), Les Halles (1854-68) y el mercado municipal Bon Marché (1867-78); y en EEUU con la cúpula del Capitolio en Washington (1856-64).

En todo este periodo la estabilidad de la mayoría de los edificios, en particular los de más de una planta, dependía de muros de albañilería, tanto si sus suelos o cubiertas eran o no de acero. El camino hacia la estructura totalmente de hierro o acero es incierto. A menudo se dice que el Home Insurance Building de Chicago de 1884-85 fue el primer edificio alto con estructura completa de acero inició una evolución continuada. El primer ejemplo de una estructura con uniones rígidas fue quizá el Boat Store de cuatro plantas de Godfrey Greene en Sheerness, de 1858-60. Al Great Exhibition Building de Londres, de 1851, y la fábrica de chocolate Menier en las afueras de París, de 1870-71, también se les atribuye el ser los primeros, pero ambos están dotados arriostramientos en cruz de S. Andrés y, de cualquier modo, no parecen tener una influencia directa sobre la construcción actual en acero de varias plantas.



6. EL PERIODO DEL ACERO (1880-ACTUALIDAD)

El acero no es sólo más fuerte que el hierro forjado, sino que, al obtenerse en estado fundido, hace posible la fabricación de mayores elementos forjados o laminados. Sin embargo, no es fácil distinguir cuál es cuál; durante varias décadas, las estructuras de acero eran remachadas con idéntico método que el hierro forjado y, en consecuencia, su aspecto era idéntico. El puente Forth, en acero, y la Torre Eiffel en hierro forjado se terminaron casi al mismo tiempo (1889-90). Observándolos, ¿quién sería capaz de distinguir y señalar la diferencia?

En la figura 8 se muestra cuándo el acero superó en cantidad al hierro forjado en Gran Bretaña. En la figura 9 se exhibe cómo aumentó la proporción de acero Martin-Siemens hasta copar el mercado en 1920. El mayor estímulo para el cambio al acero procedió de la industria de la construcción naval. El Lloyds Register admitía planchas de acero de 4/5 del espesor de hierro forjado y, en 1908, insistió en que todo el acero para la construcción naval debía producirse mediante el proceso Martin-Siemens.

En los puentes, el periodo del acero se caracterizó por un incremento de luces y alturas. La iniciativa se desplazó de Gran Bretaña a EEUU, donde la necesidad de puentes más importantes era mayor en aquel momento. Todos los grandes puentes colgantes hasta 1945 (Golden Gate, George Washington, Transbay, etc.) se construyeron en acero remachado con cables trenzados de alambres de acero de alta resistencia.

En edificios, el rascacielos creció en acero y en América. Las cubiertas de gran luz, tanto en Francia como en EEUU, también aumentaron de escala con el acero. Primero se construyeron las grandes estructuras de arco de tres rótulas en las estaciones de ferrocarril de Filadelfia de 1893 (luces de 79 y 91 metros) seguidas por la Galerie des Machines para la Exposición de París en 1889, con una luz de 111 metros, más del 50% de St Pancras. Estas luces, a su vez, pasaron a ser minúsculas comparadas con las de las cúpulas en los estadios deportivos en la posguerra. El vano de la Louisiana Superdome de 1875, con 207 metros, es más de tres veces y media el del Albert Hall.

La principal innovación en la técnica del acero fue la introducción de la soldadura, hacia 1930, aunque puedan existir ejemplos anteriores. En la actualidad, los remaches están tan muertos y enterrados como el hierro forjado. Hoy la soldadura y los pernos dominan la construcción en acero.

En todos los terrenos, las innovaciones tienden a adaptarse a nuevas necesidades y esto parece ser especialmente cierto en el caso de los puentes. Desde la Segunda Guerra Mundial, la mayor parte de los nuevos conceptos en puentes colgantes, especialmente los relativos al diseño aerodinámico y ahorro de peso, se ha producido en Gran Bretaña, mientras que Alemania ha liderado el campo del diseño de puentes atirantados.

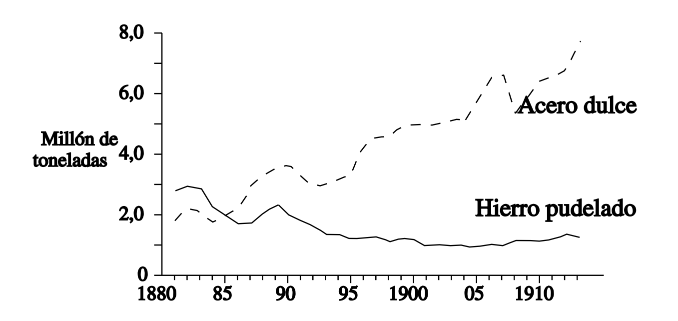


Figura 8 Transición del hierro forjado (pudelado) al acero en Gran Bretaña (J.F. Clarke)

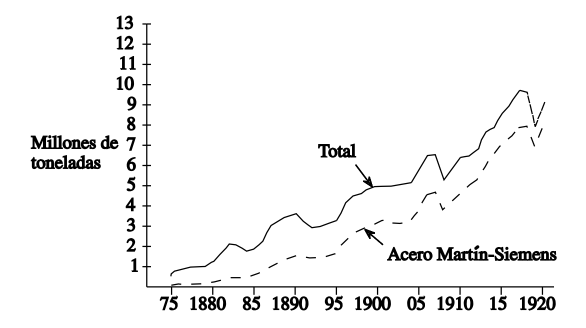


Figura 9 Aumento del dominio del acero Martín-Siemens en Gran Bretaña durante el período entre 1880 y 1920 (J.F. Clarke)

7. TÉCNICAS ACTUALES Y PERSPECTIVAS DE FUTURO

Uno de los movimientos más notables en la construcción en los últimos diez años, en Gran Bretaña y también en el resto de Europa, consiste en el renacimiento de la estructura de acero en puentes y edificios. Las modas cambian en las construcciones, al igual que en el vestir, y lo mismo ocurre con las necesidades y los costes. Así, resulta interesante observar algunas de las recientes variantes del acero de construcción y de los materiales que con él rivalizan para comprobar cómo han evolucionado y especular acerca de lo que puede ocurrir en el futuro.

El acero resistente a la corrosión atmosférica (sin pintar, con corrosión estabilizada) y las estructuras tubulares de acero ignifugadas mediante agua, son dos innovaciones de los años 60, mas ninguna de ellas parece haber sido ampliamente adoptada. Por otra parte, el acero inoxidable, aunque mucho más costoso incluso que el acero de alta resistencia, parece que ser cada vez más aceptado cuando se tienen en cuenta los costes de mantenimiento.

Los plásticos tienen todavía que producir un impacto significativo, aunque ya son ampliamente utilizados en revestimientos protectores y acabados arquitectónicos.

El aluminio que fue considerado un peligroso rival del acero de construcción, hasta ahora ha tenido un escaso impacto en estructuras de puentes o edificios. El hormigón armado (aun dependiente del acero) ha sido un competidor fuerte y creciente de las estructuras de acero desde los años 1890, debido a su intrínseca resistencia al incendio y al deseo arquitectónico de dejar la estructura vista, tan de moda en las décadas de los cincuenta y sesenta. En la actualidad esta tendencia se está invirtiendo y, desde 1980, asistimos a un vigoroso renacimiento del acero en la construcción. La creciente utilización del acero se ha visto favorecida por la búsqueda de una construcción de “vía rápida” y la percepción del hecho de que el hormigón armado no es un material sin mantenimiento. Ha habido también un giro del gusto desde el hormigón visto al estilo “high-tech” o a la completa envoltura de los edificios con muros cortina de vidrio o albañilería.

Los desarrollos futuros del acero de construcción en los edificios probablemente se asociarán con la protección contra incendios. Los revestimientos finos intumescentes, que hacen espuma al contacto con el calor y forman una capa protectora, se hacen más y más delgados, tanto como la pintura, y, además la necesidad de tal protección puede verse substancialmente reducida por el desarrollo de la ingeniería contraincendios. Este desarrollo puede conducirnos a una nueva era de estructuras de acero expuestas con una atención creciente a la forma de las barras y al aspecto de las uniones. La demanda de piezas fundidas de acero o hierro dúctil podría muy bien restablecerse.

8. RESUMEN FINAL

- La utilización de hierro y acero en estructuras evolucionó a caballo del desarrollo de la producción y de las propiedades de los tres metales férricos, la fundición, el hierro forjado y el acero.
- La forma definitiva de los elementos de fundición se obtiene a partir de metal líquido que se vierte en un molde solidificandose. El hierro forjado nunca alcanza un estado de fusión total y se conforma mediante laminado y forjado. El acero puede fundirse y laminarse, pero su resistencia a la corrosión es menor que la del hierro forjado.
- El hierro se conoce y se utiliza desde hace más de tres mil años, pero hasta los últimos 250 años, con nuevos métodos de producción, no se produjo su utilización a gran escala. Primero de la fundición, después del hierro forjado y, finalmente, del acero. La fundición se utilizó ampliamente en puentes y edificios durante el periodo comprendido entre 1750 y 1850.
- El hierro forjado se popularizó durante 1850-1900, permitiendo la construcción de muchos puentes y estructuras de edificios, de magnitud y luz creciente.
- El uso del acero se extendió desde aproximadamente 1880 y, al ser más resistente que el hierro forjado, se ha utilizado incluso en grandes estructuras. La introducción de la soldadura del acero fue una importante innovación en las técnicas de unión, impulsando un uso más amplio del acero.
- Para el futuro, el acero inoxidable resulta cada vez más atractivo a pesar de su mayor coste. El desarrollo de la ingeniería contraincendios puede conducirnos a una nueva era de estructuras de acero expuestas, junto con una utilización más amplia de los revestimientos de acero o de hierro dúctil.



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.4.2: Historia del Diseño en Acero

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir a grandes rasgos los desarrollos en el diseño del hierro y el acero para estructuras.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 2.4.1: Historia del Hierro y el Acero en Estructuras

LECCIONES AFINES

Lecciones sobre la metalurgia del acero; una base útil para muchas otras lecciones, en especial aquéllas relacionadas con el diseño de tipos de estructuras en particular.

RESUMEN

Tal como la conocemos hoy, la teoría estructural proviene en su mayor parte, de los intelectuales franceses mientras que, Gran Bretaña, a finales del siglo XVIII y principios del XIX, asumió el liderazgo en el cálculo práctico y en las aplicaciones. El empirismo del siglo XVIII fue sustituido por pruebas de carga a gran escala y cálculo por estimación, seguidos, después de 1850, por los ensayos de componentes unidos al cálculo elástico, quedando pronto los ensayos relegados por el control de calidad. A finales del siglo XIX, el liderazgo del desarrollo de la ingeniería pasó gradualmente a Francia, Alemania y EEUU. La elasticidad y el análisis gráfico predominaron durante unos 100 años hasta el advenimiento de la teoría plástica y la informática, y la automatización sustituyó al trabajo manual en la producción y el montaje.

Los desarrollos en materiales, teorías y técnicas estaban todos relacionados, aunque variaban de un país a otro debido a las diferentes necesidades, carencias y oportunidades. En esta lección se describen a grandes rasgos los desarrollos en los métodos de diseño de estructuras metálicas, ilustrándolos con algunos ejemplos de estructuras de hierro y acero.



1. HISTORIA DEL DISEÑO EN ACERO: ESTADO DEL CONOCIMIENTO DE ESTRUCTURAS EN EL SIGLO XVIII Y ANTERIORES

Hasta finales del siglo XVIII, las estructuras se diseñaban esencialmente basándose en la proporción. Hasta cierto punto, ello no significaba más que decidir si los tamaños tenían un aspecto correcto (es decir, familiar) pero en muchos, quizá en casi todos los periodos, las autoridades tenían elaboradas algunas normas o instrucciones casi tan firmes como nuestras reglas de práctica actuales. La diferencia es que no se basaban en la resistencia o la tensión, sino en la forma y la escala. La tensión, en el sentido en que se utiliza el término hoy en día en ingeniería, no existía. Los materiales eran esencialmente albañilería y madera, con algo de hierro.

Con la albañilería, el verdadero problema había sido casi siempre la estabilidad más que el aplastamiento del material y, hasta hace bastante poco, la estabilidad se establecía generalmente de forma visual. Los primeros tirantes de hierro en la construcción de albañilería se dimensionaban también, al parecer, a ojo.

En el siglo XVIII y primeros del XIX el problema principal, con la madera, era la flecha. Si era lo bastante rígida, debía ser lo bastante resistente. Esto puede parecernos ilógico en la actualidad, pero con la madera, que tiende a indicar su agotamiento crujiendo, flexando e incluso resquebrajándose mucho antes de romperse, la rigidez no era un mal criterio para valorar su aptitud. Sin embargo, los suelos de madera se colapsaban a veces, quizá la mayoría de ellas debido a uniones mal concebidas.

Hasta principios del siglo XIX no está nada claro quién fijaba las dimensiones de los elementos de madera o de sus uniones en las cerchas. Probablemente fuesen los carpinteros, basándose en la experiencia, la observación y, tal vez, también en libros de copias de detalles. A pesar de los avances en el conocimiento de la resistencia y de la rigidez de los diferentes materiales, este enfoque no científico fue suficiente para la mayoría de las construcciones hasta bien entrado el siglo XIX, al menos en Gran Bretaña, aunque quizá menos en otros lugares de Europa.

2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO ESTRUCTURAL EN GRAN BRETAÑA A PRINCIPIOS DEL SIGLO XIX

A principios del siglo XIX, la intuición dio paso al cálculo para todos los materiales, y la teoría estableció su predominio de forma creciente. Sin embargo, el objeto de esta lección no es describir el desarrollo de las teorías estructurales que, en su mayor parte, debemos a los intelectuales franceses, sino mostrar cómo, concretamente en Gran Bretaña, pero también en el resto del mundo, estas teorías fueron gradualmente incorporandose al trabajo de los proyectistas.

El hecho de que algunas de las teorías fueran incorrectas era irrelevante, siempre que se relacionaran con ensayos y que se establecieran comparaciones en circunstancias equivalentes. Por ejemplo, habiendo establecido que para una viga rectangular la resistencia a la flexión era proporcional a:

$(bd^2) \times$ (una constante que depende del material)

donde b y d son el ancho y el canto del perfil, respectivamente

No importaba si se utilizaban las teorías incorrectas de Galileo o Mariotte del siglo XVII o la teoría correcta de Parent del siglo XVIII, siempre que la constante se derivara de ensayos de flexión y se utilizara en circunstancias comparables para la valoración de la resistencia a la flexión de otros perfiles. En 1803, Charles Bage desarrolló un método perfectamente válido para diseñar vigas de fundición basado en ensayos y en la teoría de la flexión de Galileo.

Entre los primeros manuales de cálculo matemático en Gran Bretaña hay que destacar el libro de Peter Barlow sobre la madera, publicado por primera vez en 1817, y los libros de Thomas Tredgold sobre la madera y el hierro, publicados por primera vez en 1820 y 1822 respectivamente. Tanto Barlow como Tredgold hacían referencia a trabajos anteriores de Girard y otros europeos. Vale la pena observar los métodos preconizados en estos libros para hacerse una idea de cómo, al menos un ingeniero británico, podía haber abordado los problemas de fijar las dimensiones de elementos estructurales en los años 1820. No se sabe con certeza en qué medida se utilizaban estos manuales.

3. CONOCIMIENTO DE LA MADERA A PRINCIPIOS DEL SIGLO XIX

Gran parte de la práctica actual con el acero se derivó originalmente de la madera, lo que constituye un buen punto de partida.

En el caso simple de tracción directa, Barlow utilizó la palabra “cohesión”, que es “proporcional al número de fibras o al área de la sección”. Tabuló la “cohesión en una pulgada cuadrada”, tal como hizo Tredgold, basando ambos sus valores en sus propios experimentos o en los de Musschenbroek, Emerson, Rondolet y otros. Así, para una fuerza directa, el concepto de tensión estaba allí en todo menos en el nombre.

Para la madera, Barlow declaró, en relación con la “resistencia absoluta” que ”el experto sostiene que no debe emplearse más de la cuarta parte de ella”, pero señaló que no era necesaria una reducción tan grande. Ni el efecto de los nudos y otros defectos ni el concepto de un factor general de seguridad para cubrir todas las variables parecían incluirse en este criterio. Tredgold aceptaba meramente un factor de seguridad de 4 en la resistencia a la rotura de la madera tal como revelaban los ensayos.

Con la madera, no era necesario considerar vigas que no fueran las de sección rectangular. Barlow y Tredgold establecieron reglas prácticas tanto para la resistencia como para la flecha. Por ejemplo, para una viga rectangular de longitud L con una carga W, la regla de Tredgold para la resistencia daba:

$$W = \frac{C \cdot bd^2}{L}$$

donde la constante C tenía en cuenta la resistencia del material, las condiciones de carga y diferentes unidades de longitud y sección transversal. No había referencia alguna a momentos flectores o momentos resistentes de la sección. Todo era directo, los valores tabulados de C se derivaban de ensayos en pequeñas secciones de madera tipo cargada de la misma manera.

Resulta notable que tanto Barlow como Tredgold dedicaran tanto espacio a la flecha como a la resistencia; una clara reminiscencia de los tiempos en que el aplastamiento era la primera indicación, o quizá la única, de la inadecuabilidad.

Tredgold sugirió 1 a 480 como límite razonable para la flecha en relación con el vano. Al considerar las viguetas de forjado, Tredgold hacía hincapié de forma muy particular en la flecha. Estableció una regla, de nuevo controlada por una misteriosa constante, que relacionaba correctamente el vano, la separación y el ancho de las viguetas con el cubo (no el cuadrado) de su altura pero, curiosamente, era independiente de la carga. Explicó que la constante se basaba en piezas de madera que “habían demostrado ser suficientemente resistentes” aunque “es difícil calcular el peso que un forjado debe soportar”. Así, también en este campo, el predominio de la resistencia sobre la proporción todavía no era completo.



4. CONOCIMIENTO DE LA FUNDICIÓN A PRINCIPIOS DEL SIGLO XIX

En el caso de la fundición, Tredgold, a quien sin duda alguna le debemos la primera guía de cálculo de resistencia de materiales, se aproximó más al pensamiento moderno que en su libro sobre la madera, pero en algunos aspectos estaba, comprensiblemente, muy equivocado.

De nuevo, defendió un límite de flecha de 1 a 480 para las vigas, pero también lo que podríamos llamar una tensión de trabajo segura (f) de un valor alarmantemente alto de 106 N/mm^2 (6,8 tonf/in^2). Consideraba que este valor era el límite elástico en flexión (basado en ensayos de barras de 25 × 25 mm de fundición). También halló que “la resistencia absoluta de las barras de fundición para resistir una deformación transversal” (módulo de rotura) de estas barras pequeñas era de 285-400 N/mm^2 y, así, pensó que había obtenido un coeficiente de seguridad de 2,6 a 3,8.

Asumió entonces, o al menos así lo parece, porque dijo muy poco directamente sobre ello, que utilizando la misma tensión de trabajo (f) a tracción directa tendría un margen de seguridad similar que a flexión. Asumió además, y con mayor justificación, que utilizando nuevamente esta tensión (f) a compresión, el margen de seguridad sería al menos igual de alto. Así, todo lo que se debía hacer era calcular con el límite elástico como tensión de trabajo, y todo iría bien.

En el caso de la tracción directa, Tredgold descartó las técnicas de ensayo que habían dado unas resistencias a la rotura por tracción de aproximadamente 110-120 N/mm^2 y no había razón alguna para que supiera que los ensayos de flexión posteriores en vigas mayores de fundición darían un módulo de rotura tan bajo como 110 N/mm^2 para hierro de calidad comparable. El último de estos errores fue especialmente comprensible, ya que la variación del módulo de rotura con el tamaño de la pieza de fundición todavía no ha sido totalmente explicado. No obstante, su pensamiento condujo a un conjunto de supuestos potencialmente peligroso. Sugirió incluso que las uniones de fundición en los puentes colgantes eran más robustas a su tensión de trabajo universal de 106 N/mm^2 que las de hierro forjado.

No debe considerarse que Tredgold se equivocó en todo. Su método para calcular la flecha resulta generalmente correcto. Además, con la fundición, existía una demanda de perfiles que no fueran rectangulares y Tredgold se adentró en las propiedades de estos perfiles en alguna medida, obteniendo la respuesta correcta con los perfiles simétricos, pero posiblemente no debido a una razón completamente correcta, y rozando el error sobre la posición del eje neutro en los perfiles en T y las formas similares.

En las columnas de fundición, al igual que en las de madera, las recomendaciones de Tredgold eran básicamente correctas. Ciertamente era consciente del problema del pandeo y Timoshenko le considera el primero en introducir una fórmula para calcular tensiones seguras para columnas (véase la comparación de la figura 1). Sin embargo, en lo referente a los tirantes, se confundió una vez más sobre el efecto de la longitud. Pensaba que los tirantes largos eran más resistentes que los cortos, viéndolos

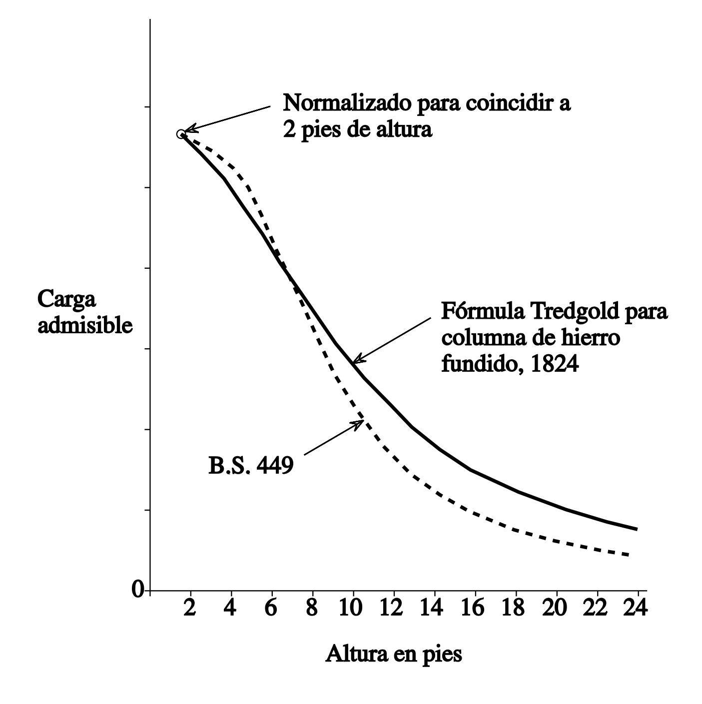
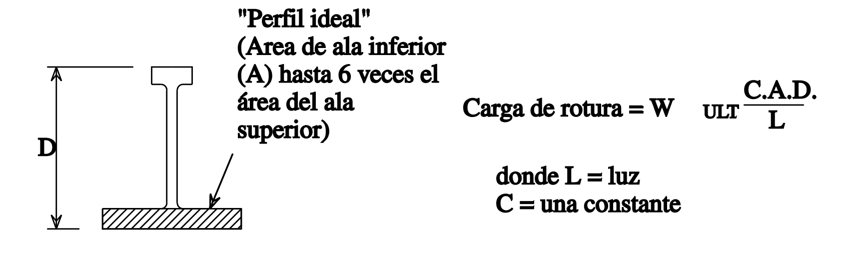
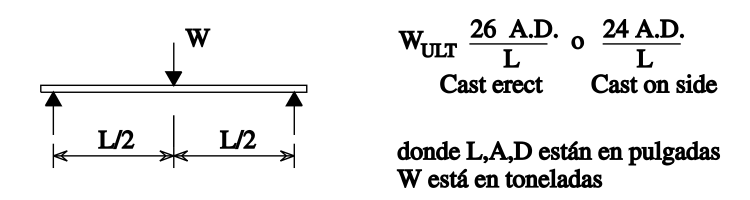


Figura 1 Comparación de la fórmula de Tredgold para columna de hierro fundido de 1820 con su equivalente del siglo XX







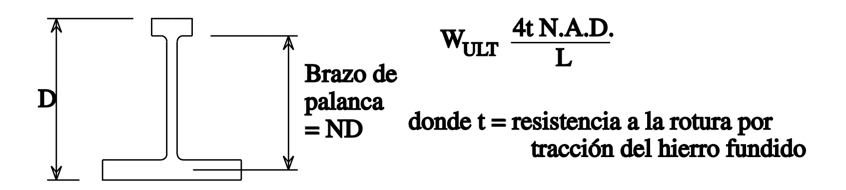


Figura 2 Fórmula de Eaton Hodgkinson para la resistencia de vigas de hierro fundido de su "perfil ideal"

como si estuvieran sujetos a algo parecido a un pandeo inverso que incrementaba su resistencia con la longitud.

Lo triste acerca de la tensión segura de trabajo de Tredgold, aparte de su curioso error en cuanto a la tracción directa que tuvo sólo un efecto limitado, es que si se hubiera aplicado al hierro forjado habría sido casi todo universalmente correcto. Asimismo, habría estado muy por delante de cualquier otra guía práctica de la época, al menos en Gran Bretaña. El pensamiento que sustentaba algunos de los métodos de Tredgold no siempre resulta fácil de entender hoy en día y es dudoso que muchos de sus lectores contemporáneos consiguieran, o incluso intentaran, seguirlo en detalle. Es incluso más dudoso saber cuántos ingenieros en Gran Bretaña leyeron o entendieron los escritos de hombres como Thomas Young o John Robinson o los trabajos de la amplia galaxia de teóricos en otros lugares de Europa. Algunos, seguramente lo intentaron y el nivel de éxito sería difícil de medir hoy en día.

El libro de Tredgold sobre la fundición se tradujo al francés y al alemán y se publicaron varias ediciones, la última de ellas en 1860, perpetuando los mismos errores. No obstante, a partir de 1830 sus consejos prácticos se enfrentaron a los de Eaton Hodgkinson, que defendía su "perfil ideal" para las vigas de fundición y su sencilla fórmula relacionada con dicho perfil.

Eaton Hodgkinson mostró, mediante ensayos de carga directa, que la fundición era aproximadamente seis veces más resistente en compresión que en tracción y proporcionó su viga en consecuencia. Su sencilla fórmula (figura 2) se ha repetido en los manuales de ingeniería hasta bien entrado este siglo. Todo se derivaba de ensayos de flexión y equivaldría a decir:

Momento de resistencia a la rotura = N.D.A.t

donde t es la resistencia a la rotura por tracción de la fundición. Si hacemos N = 0,9, por ejemplo, el valor de t derivado de su fórmula sería entre 6,7 y 7,2 tonf/in^2, lo cual constituye una aproximación muy plausible. El punto importante es que ni siquiera Eaton Hodgkinson pensaba en términos de tensión, sino en ensayos relacionados con una constante en un conjunto de condiciones de uso práctico en la misma forma. Eaton Hodgkinson realizó también ensayos exhaustivos en columnas de fundición y publicó los resultados con recomendaciones prácticas en 1840. Estas recomendaciones formaron la base para otras durante muchas décadas.

5. CONOCIMIENTO DEL HIERRO FORJADO A PRINCIPIOS DEL SIGLO XIX

Hasta mediados del siglo XIX, el hierro forjado se utilizaba casi exclusivamente a tracción en aplicaciones tales como cadenas, correas, tirantes y chapas de calderas.

La resistencia a la tracción del hierro forjado se conocía bien en toda Europa desde principios del siglo XIX, siendo su valor mínimo de aproximadamente 400 N/mm^2. Así, incluso teniendo en cuenta amplias variaciones, podía confiarse en que su resistencia a la tracción sería de aproximadamente tres o cuatro veces la de la fundición y con una ductilidad incomparablemente mayor.

Era el comportamiento a flexión del hierro forjado lo que escapaba de la comprensión de los ingenieros hasta mediados del siglo XIX. Estaban, naturalmente, las unidades mínimas hierro forjado francesas asociadas con Ango y St. Fart, pero dichas unidades eran en realidad arcos atirantados.

Descontando las aparentemente empíricas vigas de hierro de 1839 (figura 3) utilizadas en el Palacio de Invierno de San Petersburgo, que no tuvieron mayor influencia, la viga de hierro forjado data de mediados de la década de 1840, cuando tanto en Gran Bretaña como en Francia se producían pequeñas vigas en I laminadas. Sin embargo, el avance realmente importante vino de las investigaciones y ensayos realizados para los puentes tubulares Britannia y Conway. Estos trabajos supusieron un logro de la mayor importancia que, más que ningún otro acontecimiento, establecieron la técnica de realizar perfiles estructurales de todos los tamaños, a partir de angulares y chapas laminadas, mediante remachado. El hierro forjado se convirtió en el principal material estructural durante casi 50 años. Asimismo, marcó el punto culminante de una era de ensayos de componentes y cargas de prueba, anunciando su final.

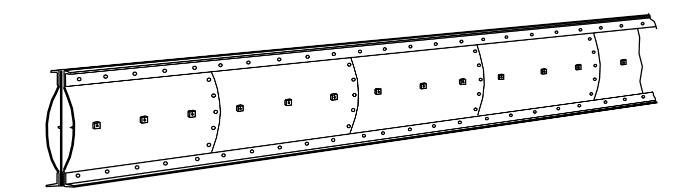


Figura 3 Viga tubular de hierro forjado para el Palacio de Invierno de San Petersburgo de 1839



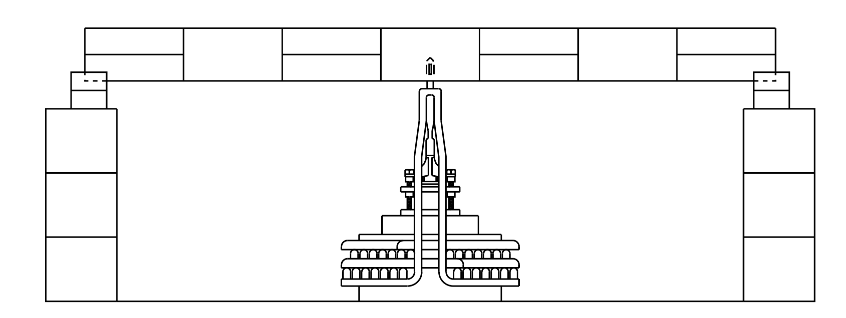
6. LOS AÑOS DE LOS ENSAYOS 1820-1850

Al margen de lo que se hubiera escrito sobre la resistencia de los materiales, en aquel periodo los ingenieros tenían tendencia a sentirse más cómodos con los ensayos que con la teoría cuando se enfrentaban a condiciones nuevas o inciertas.

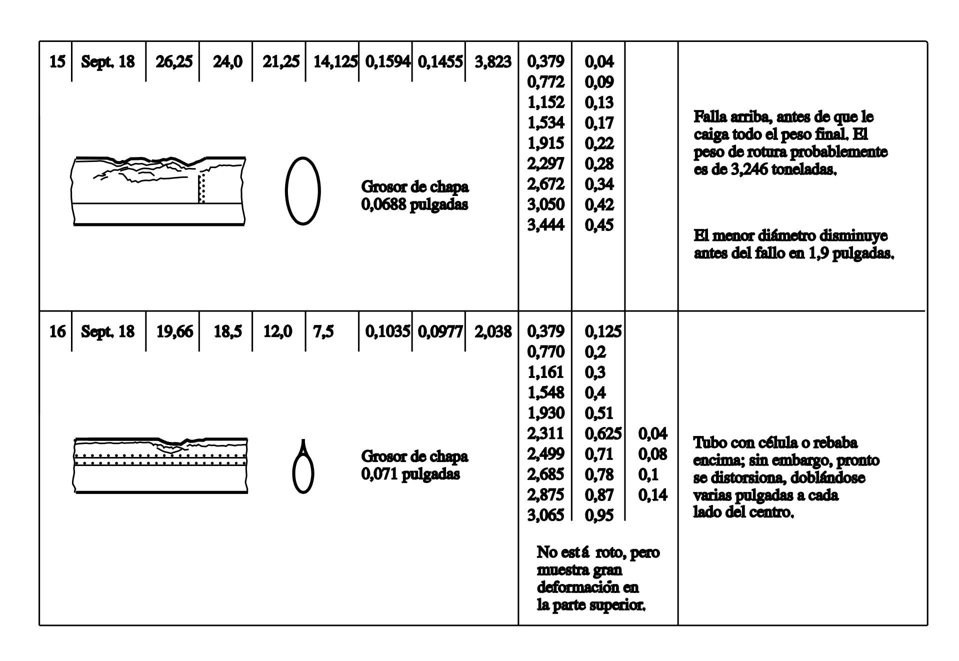
La carga de prueba se aplicaba ampliamente a las vigas de fundición y en muchos casos se sometían a ensayo todas las vigas individualmente. Los archivos de importantes edificios indican que el módulo de rotura en ensayo a menudo se aproximaba a la cifra alta de Tredgold de 106 N/mm^2. Por imprudente que pudiera haber sido esa cifra si las vigas pasaban con una carga puntual centrada, con las cargas distribuidas habituales deberían haber tenido un coeficiente de seguridad de 2 contra la carga de prueba.

No sólo se sometían a ensayo componentes de tamaño real como vigas y pilares, sino también, a fin de establecer sus propiedades, perfiles pequeños de diferentes materiales. Además, el desarrollo de nuevas formas dependía casi por completo de los ensayos. En efecto, los tubos para los puentes de Menai y Conway se calcularon mediante experimentación (figura 4). Partiendo del concepto de que el hierro forjado era simplemente una forma frágil de fundición, los cálculos iniciales se basaban en la fórmula de Eaton Hodgkinson para las vigas de fundición. Entonces los ensayos mostraron que, al contrario que la fundición, el hierro forjado era aparentemente más débil a compresión que a tracción. Otros ensayos probaron que esto no era una propiedad del material, sino que se debía al pandeo de la chapa, un fenómeno no presente en las vigas de fundición debido a su perfil pesado. Otros ensayos probaron que para las vigas tubulares, una forma rectangular era más eficaz estructuralmente que una forma circular o elíptica, siempre que su parte superior y sus lados fueran lo bastante rígidos.

Los tubos se diseñaban continuos sobre apoyos intermedios, incluso para su propio peso (figura 5), pero no está claro si el libro de análisis de continuidad de Edwin Clark de 1850 se utilizó en el pro-



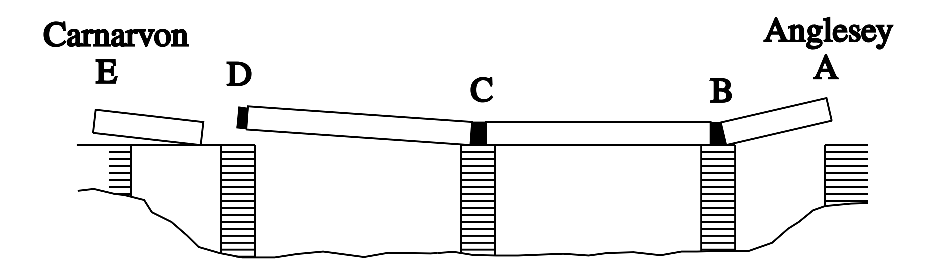
(a) Banco de pruebas con tubo circular o elíptico colocado para ensayo de carga



15	Sept. 18	26,25	24,0	21,25	14,125	0,1594	0,1455	3,823	0,379 0,772 1,152 1,534 1,915 2,297 2,672 3,050 3,444	0,04 0,09 0,13 0,17 0,22 0,28 0,34 0,42 0,45		Falla arriba, antes de que le caiga todo el peso final. El peso de rotura probablemente es de 3,246 toneladas. El menor diámetro disminuye antes del fallo en 1,9 pulgadas.
						Grosor de chapa 0,0688 pulgadas						
16	Sept. 18	19,66	18,5	12,0	7,5	0,1035	0,0977	2,038	0,379 0,770 1,161 1,548 1,930 2,311 2,499 2,685 2,875 3,065	0,125 0,2 0,3 0,4 0,51 0,625 0,71 0,78 0,87 0,95	0,04 0,08 0,1 0,14	Tubo con célula o rebaba encima; sin embargo, pronto se distorsiona, doblándose varias pulgadas a cada lado del centro.
						Grosor de chapa 0,071 pulgadas			No está roto, pero muestra gran deformación en la parte superior.			

(b) Resultados típicos de ensayos de carga en tubos elípticos

Figura 4 Ensayos en hierro forjado tubular remachado (mediados de 1840)



Además de formar con cada tubo una viga continua sobre los apoyos intermedios, también se asegura la continuidad, incluso para su propio peso, elevando un extremo de cada tubo en una cantidad determinada y bajándolo tras su ensamblaje.

Figura 5 Método de construcción en continuidad, incluso para carga muerta, en el Puente Britannia

yecto o retrospectivamente. También en este caso, la estandarización y el ensayo desempeñaron probablemente un importante papel en la toma de decisiones. Independientemente de cómo se haya podido desarrollar el pensamiento, se llegó a la forma aparentemente perfecta de un tubo continuo con una parte superior celular y alas inferiores, rigidizadores de alma en los lados y trenes pasando por en medio. En esta etapa, las formas de rigidización de alma y ala parecen haber sido obtenidas de forma empírica. La forma tubular del elemento comprimido evolucionó gradualmente hasta la sencilla viga en I actual. En la figura 6 se muestran algunas de las etapas de esta transición. Quizá no sería prudente especular sobre la cantidad de hierro que se podría haber ahorrado si los lados de los tubos hubieran sido abiertos y triangulares. Tales cerchas no hubieran podido analizarse entonces, pero tampoco lo pudieron ser, cuando empezó el trabajo, la caja de hierro forjado remachado o las vigas en I.

No hay espacio aquí para estudiar todos los avances del conocimiento que se acumularon a partir del programa de desarrollo de dos años para esta estructura aparentemente imposible, ni para intentar desembrollar las disputadas contribuciones de Stephenson, Fairbairn e Eaton Hodgkinson. Cuanto más se observa este enorme logro, más claro queda que fueron los ensayos lo primero, y estos indicaron el "cómo", mientras que la teoría fue lo siguiente y lo que explicó el "por qué". A lo largo de todo el siglo XIX, los ingenieros británicos tenían pánico a las matemáticas.

Resulta notable que en este mismo libro, con el análisis de continuidad, Edwin Clark se siente todavía obligado a decir, de la "deformación transversal":

> "La teoría completa de una viga, en el estado actual de la ciencia mecánica, presenta dificultades. La cantidad comparativa de deformación en el centro de la viga, o en cualquier otro perfil, donde la deformación es mayor, se determina fácilmente; pero la naturaleza exacta de la resistencia de cualquier material casi no admite investigación matemática".

Por la magnitud del logro, podemos estar sobreestimando el conocimiento de sus responsables. Ciertamente, la disputa sobre el puente de Torksey en 1850 demostró que la continuidad no era ampliamente entendida.

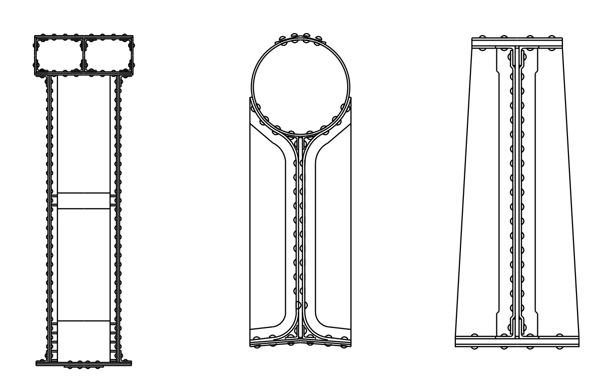


Figura 6 Evolución a viga remachada de hierro, en doble "I", fundido desde una forma tubular



7. TERMINOLOGÍA: DEFORMACIÓN, TENSIÓN, COHESIÓN, ETC.

En este punto puede resultar apropiado detenerse brevemente en la terminología. En la primera mitad del siglo XIX, la palabra "tensión" virtualmente no existía en ingeniería. Lo que en la actualidad se denomina tensión se llamaba entonces deformación o, a veces, en el caso de la tracción, cohesión, pero "deformación" parece también haberse utilizado para denotar una fuerza (por ejemplo una deformación de 10 toneladas). Existía alguna incertidumbre en el uso de estos términos.

La relación que realmente significaba algo era la relación proporcional entre el tamaño de una barra y la carga. Si, en palabras de Tredgold, "la deformación en libras por pulgada cuadrada que cualquier material podía soportar era ×, cuatro pulgadas cuadradas soportarían 4×". Esto estaba bien para la tracción y compresión directas, pero con la flexión, las explicaciones quedan menos claras.

Según Timoshenko, el concepto de "tensión en un plano infinitesimal" se debía a Augustin Cauchy y se publicó en 1822. Cauchy desarrolló también el valioso concepto de tensión principal pero, de nuevo según Timoshenko, fue St Venant quien definió por primera vez la tensión en su forma final en 1845. Tanto Todhunter como Pearson, Timoshenko y otros, consideran a W.J.M Rankine el primero en aportar definiciones rigurosas de tensión, deformación, tensión de trabajo, resistencia de prueba, coeficiente de seguridad y otras frases que hoy son comunes en ingeniería.

8. EL DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE 1850 Y 1900

Aunque existe el riesgo de sobreestimar en la actualidad a los proyectistas del puente Menai, existe el riesgo aún mayor de suponer que sus nuevos conocimientos fueron inmediatamente absorbidos por todos los demás ingenieros. No lo fueron, pero hubo un cambio muy notable de actitud, principalmente entre 1850 y 1870. Ése fue el periodo en el que los ingenieros normales aprendieron a calcular la eficacia de las formas estructurales más sencillas, las vigas en particular, y a creer en sus cálculos (incluso para estructuras importantes) sin recurrir a ensayos.

1850-1870 fue asimismo el periodo en el que se hizo posible analizar con certeza las fuerzas en las cerchas. Varios investigadores contribuyeron al conocimiento de las fuerzas en cerchas complejas pero determinadas. En diferentes países se publicaban libros de texto prácticos y se traducían a otras lenguas, y todos explicaban a grandes rasgos la misma historia. El “Manual de Ingeniería Civil” de Rankine (1859) fue muy leído y se reimprimió con frecuencia. “Puentes y Cubiertas de Hierro Forjado”, de W.C. Unwin (1869), mostraba cómo la estática gráfica dominaba el análisis de cerchas (figura 7). Unwin y otros mostraron también cómo formar alas y platabandas para adaptar las vigas a los momentos flectores (figura 8). Otro libro de texto práctico interesante es el escrito por el Profesor August Ritter de la Politécnica de Aix La Chapelle y publicado en 1862. En este libro se facilitan análisis completos de algunas notables estructuras británicas de hierro forjado y se tradujo al inglés en 1878. Muchos de los métodos de los años 1850 y 1860, aunque perfectamente practicables, demostraron ser tediosos hasta que R.H. Bow introdujo su famosa notación en 1873. Éste fue exactamente la clase de método gráfico sistemático e infalible que atraía a los ingenieros. Ha mantenido su popularidad durante muchas generaciones y hasta hace poco no ha quedado desfasado por la velocidad del ordenador.

A pesar de la creciente confianza, los ensayos de carga tardaron en desaparecer. En torno a 1850-60 se seguían utilizando los ensayos a gran escala aunque, posiblemente, tanto para satisfacer a clientes como para asegurarse los proyectistas. A finales de la década de 1840, tres de las cerchas semicirculares de 47 metros de luz para la primera estación de Lime Street de Liverpool fueron montadas como una unidad en las obras de Turner en Dublín y se sometieron primero a ensayo de carga uniforme de casi 2kN/m^2 y, seguidamente, de carga excéntri-

Figura 7 Representación gráfica de fuerzas en celosías (W.C. Unwin 1869)

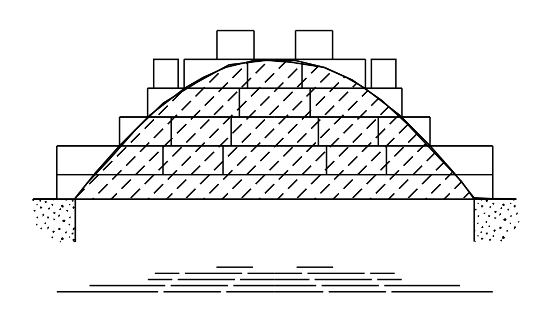


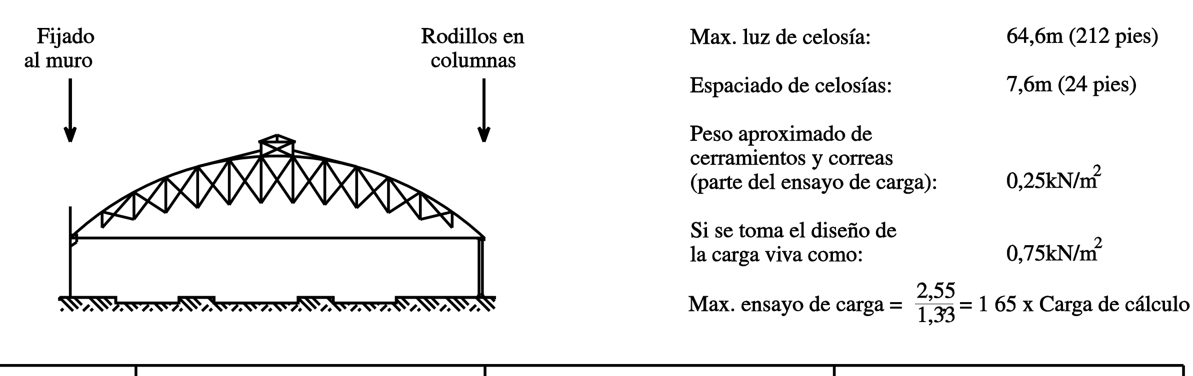
Figura 8 Representación en diagrama de la disposición de platabandas y cubrejuntas de una viga en doble "I" para adecuarse al momento flector (W.C. Unwin 1869)

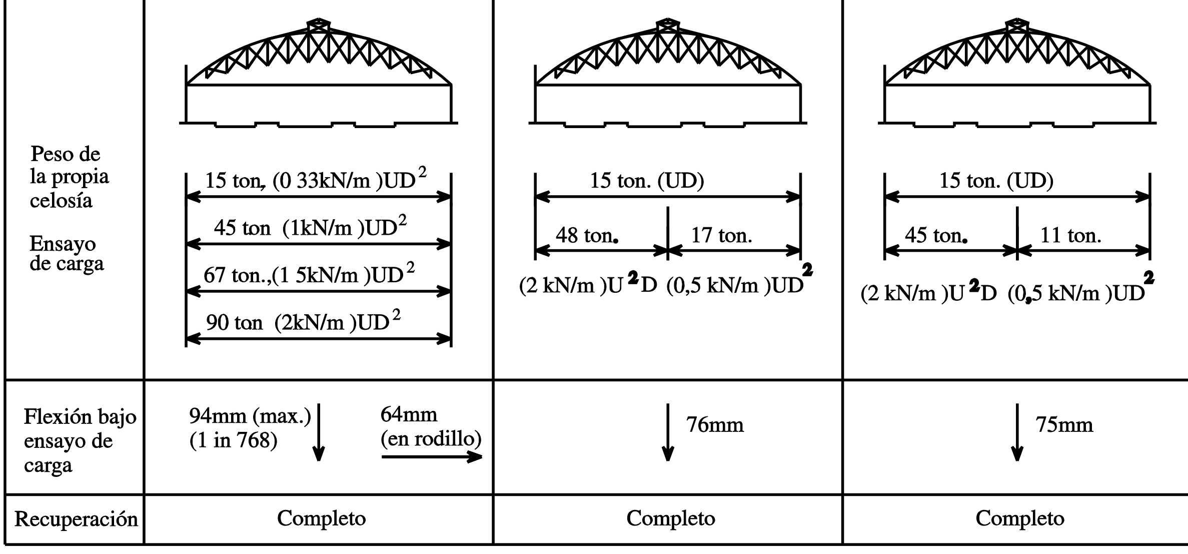
ca. Esas cerchas tienen una luz récord y era comprensible la necesidad de asegurarse.

Las pruebas de las cerchas de 65 m para la Estación de New Street de Birmingham (otra luz récord terminada en 1854) fueron incluso más elaboradas, tal como se muestra en la figura 9. Aparte de someter a ensayo el comportamiento de una sección completa de la cubierta, cada tirante se sometía a 139 N/mm^2 antes de montarlo.

Después de 1860, la confianza en el hierro forjado había aumentado lo suficiente para obviar los ensayos de incluso estructuras importantes, aunque continuaban los ensayos en puentes.

En el contrato para la Estación de St. Pancras (terminada en 1868) se estipulaba la realización de ensayos, pero nunca se llevaron a cabo. La cubierta del Albert Hall (1867-71) se montó en la fábrica de Fairbairn en Manchester para asegurar el ajuste del conjunto, pero no se





Peso de la propia celosía Ensayo de carga	15 ton, (0 33kN/m)UD^2 45 ton (1kN/m)UD^2 67 ton.,(1 5kN/m)UD^2 90 ton (2kN/m)UD^2	15 ton. (UD) 48 ton. 17 ton. (2 kN/m)U^{2}D (0,5 kN/m)UD^2	15 ton. (UD) 45 ton. 11 ton. (2 kN/m)U^{2}D (0,5 kN/m)UD^2
Flexión bajo ensayo de carga	94mm (max.) (1 in 768) 64mm (en rodillo)	76mm	75mm
Recuperación	Completo	Completo	Completo

Figura 9 Ensayo de carga a escala real de celosías en vano de cubierta de 65 metros para la estación New Street, Birmingham (principios de 1850)

sometió a ensayos de carga. Éstos son sólo ejemplos. Se podrían citar otros para ilustrar el paso de la intuición y la verificación física al cálculo confiado de las dimensiones.

Una de las razones de este cambio fue, lógicamente, el hecho de que el hierro forjado desplazara a la fundición. El hierro forjado se consideraba entonces un material fiable y, con remaches de resistencia definible, podía constituir estructuras prácticamente sin límite de escala a pesar de las restricciones en las dimensiones de la chapa y los angulares que podían laminarse. Además, y lo más importante de todo, para 1850 o antes, se había convertido en un material calculable, no sólo para tirantes y piezas comprimidas, sino también para vigas.

Aunque se trataba principalmente del triunvirato de Stephenson, Fairbairn y Hodgkinson, que establecieron la viga de hierro forjado remachado, fueron los “elasticistas” de mediados de siglo como Rankine los que tradujeron este conocimiento a recomendaciones prácticas y mostraron a los ingenieros cómo calcular con él.

Con un mayor conocimiento del comportamiento estructural, y a partir de sensaciones intuitivas, en aquel momento se pasó a considerar que la resistencia y la rigidez podían incrementarse por simplificación de las formas, de manera que su cálculo preciso resultara más fácil y, por lo tanto, se pudieran obtener dimensiones más económicas.

La realidad del comportamiento conocido del hierro forjado se limitaba al abanico de tensiones dentro del cual se movían los teóricos. Con una tensión de trabajo que por lo general no sobrepasaba 77 N/mm^2 (la cifra del Board of Trade en Gran Bretaña) no hay duda de que el hierro forjado se comportaba elásticamente y de que la teoría de la elasticidad, que se convirtió en la estrella de los ingenieros en la segunda mitad del siglo XIX, era totalmente relevante.

La ley de Hooke se mantuvo. El módulo de Young era una constante. No había ninguna necesidad de pensar en coeficientes de seguridad. Había tensiones de trabajo para controlar el cálculo, incluso si se las seguía llamando deformación, y había razones suficientes para sentirse confiado.

La tensión, tal como la entendemos, no sólo había nacido sino que era el factor de control de casi todo el proyecto estructural, al menos en hierro, y el predominio de éste aumentaba allí donde se requería un alto nivel de prestaciones. La teoría elástica, el análisis gráfico y la resistencia definida de los remaches eran todo lo que un proyectista necesitaba para sentirse plenamente confiado. En torno a 1850, Gran Bretaña tenía esa confianza y seguía liderando el campo de la construcción en hierro aunque, paralelamente, se hacía mucho en el resto del mundo, particularmente en Francia, Alemania y EEUU. A medida que el siglo avanzaba, la iniciativa se desplazó fuera de Gran Bretaña, pasando a ingenieros como Moisant (fábrica de Chocolates Menier) y Eiffel y sus colegas.

La transición comercial del hierro forjado al acero, aproximadamente entre 1880 y 1900 , permitió unas mayores tensiones de trabajo (generalmente 93 N/mm^2 en lugar de 77 N/mm^2) y el uso de perfiles laminados de mayor tamaño. Inicialmente, no tuvo prácticamente efectos en el diseño y en los detalles.

Los pilares de fundición siguieron utilizándose hasta aproximadamente 1890-1900 pero fueron desplazados primero por el hierro forjado pero, principalmente, por el acero. Paralelamente se desarrollaron otros trabajos teóricos sobre el pandeo, con fórmulas más avanzadas para las cargas admisibles. Parece que, entre los ingenieros, la cuestión del pandeo de las barras y chapas comprimidas y siguió siendo el aspecto menos conocido del diseño estructural durante el siglo XIX.

La intención de esta lección no es esquematizar el desarrollo del conocimiento teórico, sino más bien mostrar cómo dicho conocimiento se relacionó con el ingeniero en la oficina de proyectos. Para seguir con más detalle el conocimiento de la flexión, el cizallamiento y la inestabilidad, deben consultarse los trabajos relacionados en la Bibliografía Adicional.

9. ANOTACIÓN SOBRE EL SIGLO XX

En la primera parte de este siglo, los mayores avances, tanto en conocimiento teórico de las estructuras como en la práctica, vinieron asociados a la industria naval y aeronáutica. En lo referente a puentes, edificios y otras estructuras "pesadas", los cambios se asociaron directa o indirectamente, con la soldadura.

La introducción general de la soldadura en los años 30 (con Gran Bretaña a la zaga de otros países europeos y EEUU) alteró radicalmente las técnicas de trabajo de taller e introdujo la posibilidad de uniones tan rígidas como las barras que unían. Este desarrollo, a su vez, tuvo sus efectos en el diseño, especialmente en la "estructura de pórticos" para los edificios y en la estabilidad mediante uniones rígidas en lugar de arriostramiento.

El gran cambio en el cálculo se produjo con la plasticidad al final de los años 30, aunque la consideración de la carga máxima de rotura con el concepto de rótula plástica tardó algún tiempo en sustituir a la teoría elástica. De hecho, todavía no la ha sustituido por completo. Las tensiones admisibles siguen dominando después de un reinado de casi 150 años, pero su uso está en declive.

En el futuro, es probable que los ingenieros puedan obtener una mayor eficacia considerando el comportamiento de "la estructura en su conjunto", incluidos los efectos de los cerramientos y las paredes divisorias, especialmente para la rigidez. Este enfoque sólo resulta practicable con ordenadores, pero ofrece posibilidades atractivas para los años venideros. El inconveniente puede ser una reducción de la adaptabilidad. Asimismo, el conocimiento de los proyectistas debe mantenerse en línea con la creciente sofisticación de las ayudas al diseño que están a su disposición.

10. RESUMEN FINAL

- Hasta finales del siglo XVIII, las estructuras se diseñaban esencialmente basándose en la proporción.
- La intuición dio paso al cálculo para todos los materiales y la teoría se impuso de forma creciente en el siglo XIX.
- Gran parte de la práctica actual en el cálculo con acero deriva originalmente de la madera en el siglo XIX. En aquel tiempo el conocimiento de la fundición y el hierro forjado aumentó mucho sobre la base de los ensayos de componentes y las cargas de prueba. A mediados del siglo XIX aparecieron definiciones rigurosas de tensión, deformación, tensión de trabajo, carga de prueba y coeficiente de seguridad y, de forma gradual, los ingenieros aprendieron a calcular formas estructurales simples sobre la base del supuesto comportamiento elástico y a creer en los cálculos sin ensayos.
- En el siglo XX, los mayores avances en el conocimiento teórico de las estructuras se asociaron a la industria naval y aeronáutica.
- La introducción de la soldadura en los años 30 y el desarrollo de la teoría de la plasticidad trajeron cambios importantes en los proyectos.
- Para el futuro, el mayor uso de los ordenadores ofrece la posibilidad de obtener mayor eficacia en las estructuras, considerando el comportamiento de la “estructura en su conjunto”, incluidos los efectos de los cerramientos y las paredes divisorias.



11. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

I Aquéllos que deseen profundizar en la forma en que la teoría estructural, tal como la conocemos hoy, emergió a finales del siglo XVIII y principios del XIX, pueden remitirse directamente a los autores clásicos: Coulomb, Bernouli, Euler, Navier y otros.

Para tener una visión más general de la teoría estructural y de cómo se desarrolló, se recomiendan los libros siguientes:

1. Timoshenko S P. "History of the Strength of Materials", McGraw-Hill, New York, 1953.

2. Todhunter I & Pearson K. "A History of the Theory of Elasticity and of the Strength of Materials from Galileo to the Present Time", Cambridge University Press; 3 volúmenes 1886-93.

3. Charlton T M. "A History of the Theory of Structures in the Nineteenth Century", Cambridge University Press 1982.

4. Mazzolani F. "Theory and Design of Steel Structures" Chapman & Hall, London.

5. Heyman J. "Coulomb's Memoir on Statics: an essay in the history of civil engineering", Cambridge University Press 1972.

II Para obtener una orientación sobre la práctica con el hierro y, posteriormente, con el acero, se publicaron numerosas guías y libros de texto, especialmente después de 1850.

Tomados como una secuencia, los siguientes libros dan alguna idea de cómo se desarrollaron aquellas recomendaciones:

1. Tredgold T. "Elementary Principles of Carpentry", London: Taylor 1820.

   El principal trabajo británico sobre el uso estructural de la madera, publicado por primera vez en 1820 y reimpreso hasta los años 40 del presente siglo. Contiene algunos detalles sobre el uso del hierro con la madera, en particular para el alargamiento y refuerzo de vigas de madera.

2. Tredgold T.Tredgold T. "Practical essay on the strength of cast iron and other metals", London: Taylor 1822.

   También algunas ediciones posteriores.

3. Barlow P. "A Treatise of the Strength of Timber, Cast Iron, Malleable Iron & Other Materials", London: J Weale, 1837.

   La edición de 1837 y las posteriores se revisaron exhaustivamente y se ampliaron para tener en cuenta los desarrollos de la ciencia de la resistencia de materiales en la era del ferrocarril.

4. Unwin W C. "Wrought Iron Bridges & Roofs", 1869.

   Originalmente, conferencias para el Royal Engineer Establishment, Chatham.

5. Rankine W J M. "A Manual of Civil Engineering", London 1859, y ediciones posteriores.

   Los manuales de Rankine marcan el punto de inflexión, en Gran Bretaña, de la ingeniería como ciencia fundada en la teoría frente a un arte fundado en la experiencia práctica y la observación. Resumen y amplían textos teóricos anteriores, especialmente sobre la teoría de las estructuras y la resistencia de materiales, y siguieron siendo trabajos de referencia a lo largo del siglo XIX.

6. Warren W H. "Engineering Construction in Iron, Steel & Timber", Longmans, London 1894.



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.4.3: Historia del Hierro y el Acero en Edificios





OBJETIVOS/CONTENIDO

Repasar la evolución en la construcción de edificios en acero, demostrar cómo las mejoras en el material y en el conocimiento han permitido mayores logros en términos de altura, luces libres eficiencia de los edificios.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

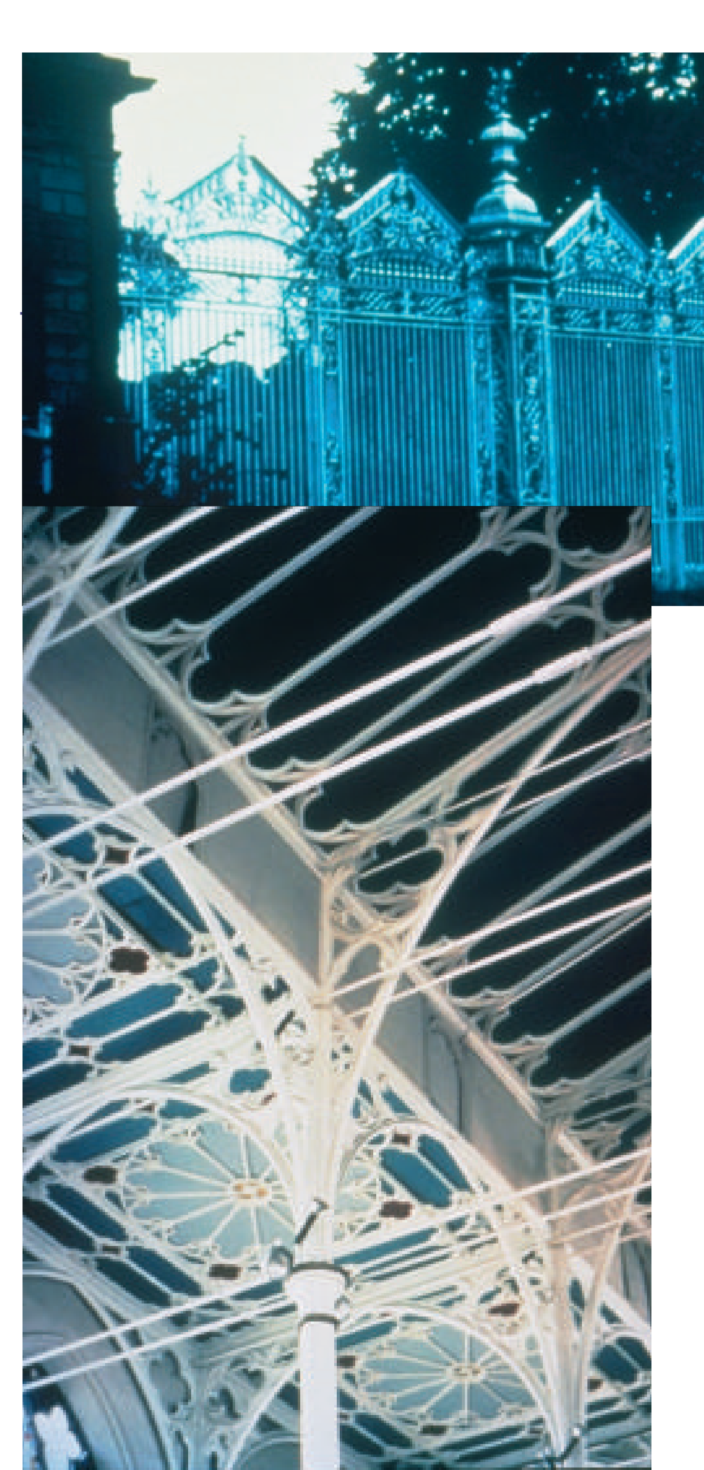
Lección 2.4.1:	Historia del Hierro y el Acero en Estructuras
Lección 2.4.2:	Historia del Diseño en Acero
Lección 2.4.4:	Historia del Hierro y el Acero en Puentes

RESUMEN

El hierro se utilizó originalmente para los componentes principales de las estructuras de edificios con el fin de obtener una construcción resistente al incendio. Las formas iniciales seguían patrones tradicionales pero, gradualmente, las características del hierro, y, posteriormente, las del acero, se aprovecharon más. Se consideran varias categorías de edificios: –industriales, cubiertas de gran luz y edificios de varias plantas. Se destacan las innovaciones técnicas y los métodos de proyecto significativos.

1. INTRODUCCIÓN

Aunque la historia del hierro y el acero se remonta varios cientos de años atrás, su utilización en los principales componentes de estructuras de edificios es relativamente reciente. La Revolución Industrial trajo consigo tanto los medios como la necesidad. La fundición con coque y la máquina de vapor permitieron incrementar considerablemente la producción de hierro y fue en los edificios industriales donde más se extendió el uso estructural de este material para sustituir a la madera. Inevitablemente, la adopción de un nuevo material es espasmódica y a veces puede incluso ser poco elegante. El hierro forjado, por ejemplo, nunca sustituyó completamente a la fundición, si no que lo hizo de la misma forma en que la fundición sustituyó a la madera. Toda evolución histórica incluye discontinuidades: no es un desarrollo secuencial uniforme. Para simplificar, esta evolución histórica se divide según tipos de edificios: –fábricas y edificios industriales, cubiertas de gran luz como conservatorios, estaciones de ferrocarril y salas de exposición, y estructuras de varias plantas. Para cada tipo, se estudia el desarrollo de nuevas formas de diseño que aprovechan las mejoras de las características de los materiales.



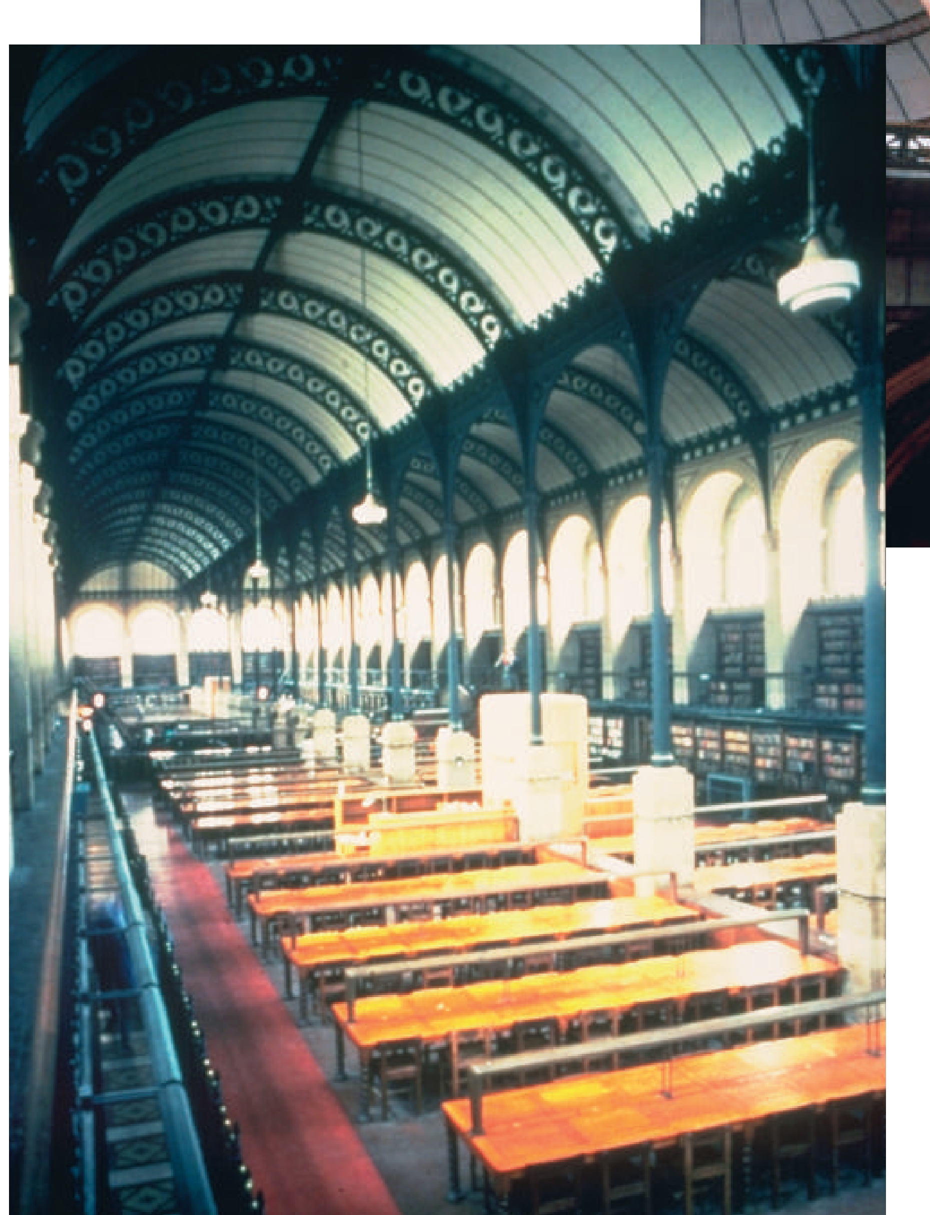
Diapositiva 8

Diapositiva 9

2. PRIMEROS USOS ESTRUCTURALES DEL HIERRO EN EDIFICIOS

El acero, y antes de él el hierro, se han utilizado en la construcción de edificios durante mucho tiempo. Sus primeros usos fueron, principalmente, como componentes secundarios (uniones, tornapuntas y correas) en combinación con la madera como material estructural principal. Ya en el siglo VI, se incorporaron los tirantes de hierro en las arcadas principales de Santa Sofía en Estambul. A menudo, las bases de las cúpulas se reforzaban con tirantes, como en el pórtico del Panteón de París (1770-72) de Jacques Germain Soufflot. Sin embargo, la primera aplicación destacable del material fue el uso decorativo del hierro forjado, por ejemplo, en rejas, puertas y balaustradas. Ejemplo notable de ello son las White Gates de Leeswood en Clwyd, Gales (1726) (diapositiva 8). Thomas Rickman combinó la utilidad estructural de los pilares de fundición con un orna-

Diapositiva 11



Diapositiva 10

mento delicado en los frontales de la galería y techos de la nave y corredores de la Iglesia St George', Everton, Reino Unido (1812-14) (diapositiva 9). En Francia, el arquitecto Henri Labrouste proyectó dos bibliotecas notables. La biblioteca Sainte Geneviève (1843-50) (diapositiva 10) utiliza fundición para los pilares y arcos para soportar la cubierta y el suelo, mientras que en la Bibliothèque Nationale (1858-68) (diapositiva 11), se hace el mismo uso decorativo de la fundición, pero esta vez en combinación con hierro forjado.

Estos y algunos otros ejemplos tempranos de edificios públicos que utilizaron hierro exhibían la estructura en el interior pero no mostraban signo alguno de ella al exterior. La Coal Exchange de J.B. Bunning en la ciudad de Londres (1849) incorporaba un atrio de galería con estructura de hierro detrás de dos bloques de oficinas, mientras que la biblioteca Sainte Geneviève tenía una fachada de piedra de inspiración renacentista. Dean y Woodward utilizaron extensamente hierro y vidrio para su Oxford Museum (1860) (diapositiva 12), creando un expresivo interior.

Diapositiva 12

3. EDIFICIOS INDUSTRIALES Y FÁBRICAS

La introducción de componentes de hierro como elementos estructurales principales es un proceso relativamente reciente, inspirado por el deseo de obtener una construcción resistente al fuego. La construcción anterior con estructura de madera era siempre vulnerable al fuego, en particular las fábricas textiles donde se procesaban fibras de algodón en una atmósfera grasa iluminada por velas. A finales del siglo XVIII el hierro empezaba a sustituir a la madera en la estructura principal. Inicialmente, esto ocurría sólo en los pilares, siendo los primeros ejemplos de ello una fábrica de algodón en Derby, Reino Unido, y un almacén en Milford, Reino Unido (1792-93). El proyectista William Strutt utilizó bovedillas de cerámica en lugar del suelo tradicional de madera. Las bovedillas partían de vigas de madera chapadas de hierro con un intradós enyesado para aumentar la resistencia al incendio. Las vigas se apoyaban externamente en los muros de albañilería e internamente en pilares de fundición.

La siguiente progresión lógica era utilizar hierro en lugar de madera para las vigas. El primer ejemplo de tal estructura de edificio fue la Flax Mill de Charles Bage en Shrewsbury, construida en 1796 (diapositiva 13). La albañilería externa es portante, pero internamente los pilares esbeltos de fundición soportan vigas de celosía de fundición cerradas dentro de forjados de arcos cerámicos. El edificio sigue en pie todavía hoy, habiéndose utilizado recientemente como maltería. Las vigas se formaron con dos secciones, unidas por tornillos, con una base trapezoidal pensada para soportar arcos cerámicos. Su perfil, que quedaba oculto por la albañilería, se eleva a medio-vano.

La combinación de una pared externa portante de albañilería y una estructura interna de hierro se convirtió en una forma común en Gran Bretaña, en particular para los edificios industriales, como los edificios Albert Dock de Liverpool (diapositiva 14). Estos edificios se construyeron en 1845 y han sido restaurados recientemente para acomodar oficinas y viviendas. Este periodo de la concepción estructural en que se utilizaba el hierro se caracterizaba más por la evolución de la forma que por la adopción de nuevos sistemas revolucionarios. Las secciones transversales de las vigas evolucionaron primero al perfil en T invertida (el ala inferior



Diapositiva 13





Diapositiva 14

soportaba el arco) y posteriormente al perfil en I. Las secciones de los pilares también se alteraron. Las secciones cruciformes quedaron desplazadas por las secciones circulares huecas que podían también acomodar calefacción por vapor o desagües de agua de lluvia.

En 1856, se levantaron en Jamaica Street, Glasgow, los almacenes Gardener (diapositiva 15), unos elegantes almacenes de muebles. Este edificio utilizaba un sistema de estructura de fundición patentado por un fundidor local, Robert McConnel, para la fachada, pero el sistema de forjados se basaba en una estructura de madera. El sistema estructural permitió una rica expresión del ventanal y era similar en esencia al que se utilizó primero en St Louis, EEUU.

El primer edificio con una verdadera estructura rígida de hierro, sin ninguna utilización estructural de albañilería portante, fue el Boat House de Greene realizado en 1858 (diapositiva 16) en los astilleros de Sheerness, Reino Unido. Este edificio era de cuatro plantas, con estructura de tres naves de 64 m por 41 m por 16 m de

Diapositiva 15



alto. Las vigas principales son de hierro forjado remachado, con una luz de 9 m. Las vigas secundarias son de fundición, con una luz de 4 m. Los soportes de las esquinas son tubos de fundición y se utilizan como bajantes de aguas, mientras que el resto son de perfil en H. La estructura no sólo soportaba la totalidad de las cargas verticales, sino que además proporcionaba la estabilidad lateral.

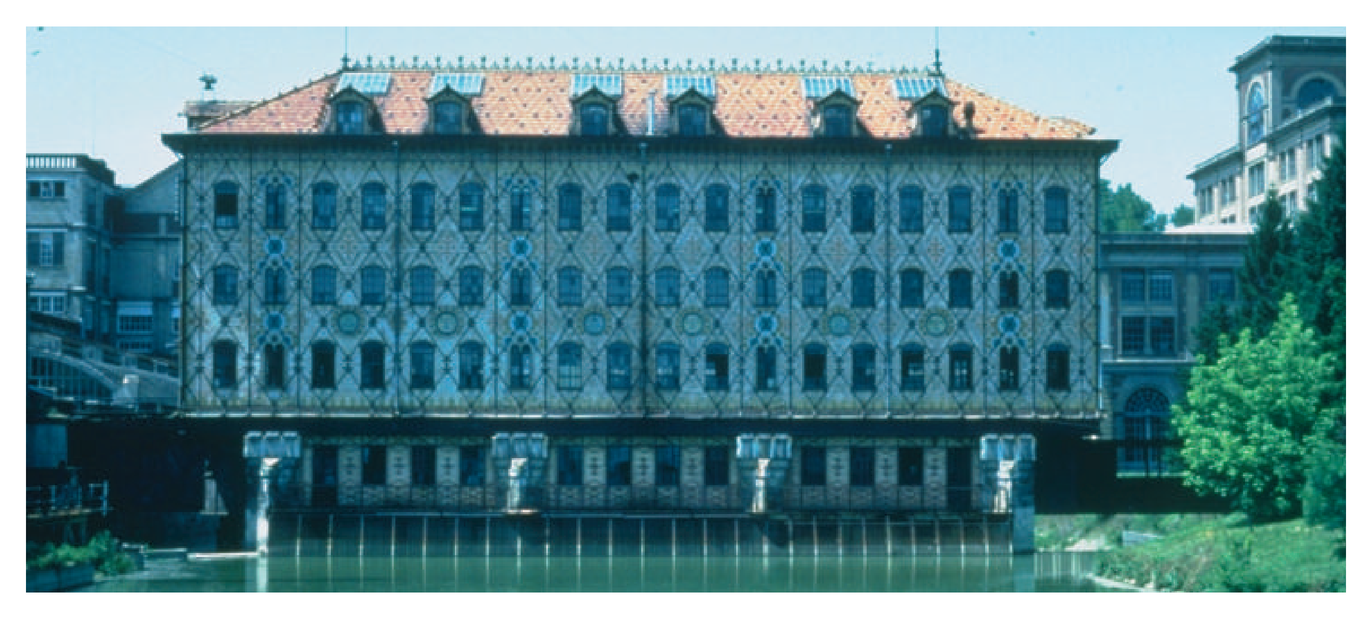


Diapositiva 16

En Francia, el primer edificio totalmente entramado fue la fábrica de Chocolates Menier (diapositiva 17) en Noisiel-sur-Marne, finalizada en 1872. La característica más distintiva de este edificio, construido sobre el río Marne que proporcionaba la energía a su maquinaria, es el arriostramiento en cruz de S.Andrés tan elegantemente expresado en el exterior (diapositiva 18). Este arriostramiento proporciona la rigidez lateral necesaria a la estructura esbelta de hierro forjado, y los muros con relleno decorativo de ladrillo no tenían ninguna función estructural.



Diapositiva 18



Diapositiva 17



Diapositiva 19

En Alemania, Bruno Taut utilizó un pórtico metálico octogonal para soportar una esfera de color dorado en su proyecto de pabellón de la Feria de Leipzig (1913) y Peter Behrens diseñó un arco de acero de tres rótulas para la sala de turbinas de AEG en Berlín (1909) (diapositiva 19).

La introducción de sistemas de arriostramiento liberó a la estructura de su dependencia de los muros de albañilería para la estabilidad y empezaron a utilizarse otros materiales. La chapa ondulada, ancestro de la chapa de acero perfilada de hoy (diapositiva 20) se patentó en 1829. La conformación del hierro en chapas finas con ondulaciones para darle rigidez fue idea de Henry Robinson Palmer, que trabajó para la London Dock Harbour Company. Las chapas onduladas eran fabricadas por Richard Walker y se utilizaban en edificios de depósitos y en almacenes en los muelles.

La combinación de pórtico metálico y cerramiento ligero ha seguido siendo una solución popular para los edificios industriales. Muchas de las formas estructurales se han desarrollado para crear vanos de cubiertas mayores y, aquí, el desarrollo histórico se fusiona con el de otros tipos de edificios.



Diapositiva 20

4. CUBIERTAS DE GRAN LUZ

Los desarrollos en la construcción de puentes de hierro fueron paralelos a los de las formas de cubiertas de gran luz. En 1786, Victor Louis diseñó una cubierta de arco con tirante utilizando hierro forjado con una luz de 21 m sobre el Theatre Francais. Introdujo muchas características sofisticadas como la conformación de elementos trabajados en taller para dar mayor resistencia a la flexión y al pandeo y obtener una forma que era elegante y audaz: cualidades que caracterizaron a las estructuras de hierro francesas durante más de un siglo desde entonces.

Muchas de las primeras estructuras de hierro de luz libre tomaron prestadas ideas y principios de la construcción contemporánea de albañilería y madera, como el arco de piedra, en el que se basaron muchos puentes de fundición. A menudo, estructuras de hierro de forma similar sustituían a estructuras de madera destruidas por el incendio. Ejemplos de ello son la cúpula del Granary de París (destruida por el fuego en 1802 y sustituida en 1811) y la cubierta de la Catedral de Chartres (1836) (diapositiva 21). Aquí, Emile Martin utilizó fundición para los pórticos curvos de la cubierta en arco, pero los tirantes en el arranque eran de hierro forjado. La cubierta tiene una luz de 14,2 m con una altura libre de más de 10 m desde la bóveda hasta el vértice.



Diapositiva 22

En la primera mitad del siglo XIX se construyeron numerosas estructuras innovadoras de hierro en Francia, donde el conocimiento técnico, pedagógico y científico era el más avanzado. El hierro forjado se utilizó para otras estructuras de cubiertas de gran luz en Francia, como La Bourse (1823) (diapositiva 22). Es interesante señalar que, en Gran Bretaña, la fundición seguía siendo el material preferido para los edificios construidos durante el mismo periodo, por ejemplo, los forjados del Palacio de Buckingham y los forjados y cubierta del British Museum.



Diapositiva 21





Diapositiva 23

Tanto en Gran Bretaña como en Francia, el hierro y el vidrio se combinaban en la construcción de numerosos invernaderos y conservatorios, ya que las barras esbeltas para lucernarios hacían del hierro un material ideal. Ejemplos tempranos de ello son un invernadero de palmeras en Bicton, Devon (1816) (diapositiva 23) en el que se utiliza un sistema de barras de hierro forjado para lucernarios ideado por Loudon. Este sistema estableció una pauta para la construcción de invernaderos y un ejemplo posterior es la Palm House de Turner y Burton en Kew (1847) (diapositiva 24), que utiliza estructura metálica curvada. Ambos ejemplos han sido restaurados recientemente. El último tiene 110 m de largo, con una luz libre máxima de 15,2 m y una elevación de 19 m en su centro. La estructura de los nervios principales es de vigas curvas de hierro forjado, como las utilizadas en la construcción de las cubiertas de los buques. Las correas, también de hierro forjado, están formadas por barra tensada que pasa por el interior de un tubo entre los nervios. La decisión de sustituir la fundición por hierro forjado redujo substancialmente el peso de la estructura y permitió una mayor penetración de luz en el edificio, una consideración muy importante en la construcción de invernaderos.

Se utilizaron formas similares para construir cubiertas de luz muy grande sobre estaciones de ferrocarril. Se cree que la cubierta de la estación de Euston (1835-39), formada por dos tramos de 13 m apoyados en pilares esbeltos de fundición, es el primer ejemplo de construcción de cercha de cubierta toda de hierro. El proyectista, Charles Fox, trabajando a las órdenes de Robert Stephenson, utilizó perfiles laminados en T de hierro para los cabios y los elementos a compresión y barra laminada para los elementos a tracción. Las uniones se realizaron forjando y perforando los extremos de las barras para atornillarlas, utilizando chavetas para su ajuste. Sin



Diapositiva 24

embargo, un accidente en esta estación, en el que un tren descarrilado demolió un pilar interno causando el colapso parcial de la cubierta, hizo ver la necesidad de vanos de luz libre. Ejemplos notables de ello son Liverpool Lime Street de Turner, con una luz de 47 m (1849) y St Pancras de Barlow, con una luz de 73m (1868) (diapositiva 25).

Diapositiva 25

En Liverpool Lime Street la estructura tomó la forma de cerchas curvadas, uniones deslizantes en los apoyos, evitando que los esfuerzos laterales se transmitieran a los apoyos y, por ende, evitando el arqueo. La construcción de la cubierta se terminó en 10 meses. Por el contrario, en la estación de St Pancras se utilizó un arco de celosía con los esfuerzos horizontales en el arranque contenidos por tirantes situados debajo del nivel de la plataforma. Es interesante señalar que muchos de los diseños de estas estructuras de cubiertas de gran luz se consideraban tan innovadores que las compañías de ferrocarriles exigían ensayos a escala real para demostrar su integridad.

En Francia, Camille Polonceau desarrolló un sencillo sistema de cerchas en celosía en el que se utilizaba hierro, a veces combinado con madera. Este sistema se utilizó ampliamente en varios tipos de edificios, incluidas las cubiertas sobre el ferrocarril París-Versailles (1837). Estas cerchas tenían elementos principales de madera, barras comprimidas de fundición y tirantes de hierro forjado.

El Crystal Palace de Paxton (1851) (diapositiva 26) fue otra estructura notable construida durante este periodo. Su diseño para la



Diapositiva 26





Diapositiva 27

sala de exposiciones fue un edificio rectangular de 564 m de largo por 22 m de ancho y con una altura máxima de 32 m. Estaba formado por una estructura de pilares de fundición con cerchas de fundición y hierro forjado unidas mediante elementos de hierro forjado y madera. No obstante, gran parte del mérito de esta estructura corresponde a los contratistas de carpintería metálica Fox Henderson & Co. Fueron los responsables del análisis estructural, los planos de trabajo y la construcción, aportando su experiencia en puentes, cubiertas de astilleros y edificios prefabricados para permitir la ejecución del edificio en un plazo de cuatro meses. Otros importantes edificios realizados por ellos son los hangares para trenes en Paddington (1851-54) y Birmingham New Street (1854).

En Francia, una de las salas de exposición más espectaculares, la Galerie des Machines (diapositiva 27) se construyó para la exposición de París de 1889. Fue del arquitecto Dutert, cuya idea fue cubrir la sala de 420 m de largo por 110 m de ancho con un solo vano. En colaboración con los ingenieros Contamin, Pierron y Charton, desarrolló el pórtico de acero cerchado de tres rótulas, con una altura de 43 m en su vértice. Al igual que la torre Eiffel (diapositiva 28), se construyó a partir de numerosos perfiles y chapas remachados en forma de cercha. Las correas también estaban construidas en celosía. La envergadura del detalle era enorme.

En EEUU la cercha de hierro ganó también aceptación, siendo un ejemplo temprano de ello la Biblioteca del Congreso en el edificio del Capitolio, Washington (1854). Sin embargo, fue la emergencia de las industrias de producción en masa de los años 20 y sus plantas de fabricación altamente desarrolladas las que proporcionaron oportunidades de nuevas formas estructurales, de las que Albert Kahn fue pionero. Las necesidades de flexibilidad en la producción dictaron edificios industriales de gran luz. La construcción de cerchas de celosía de gran altura se había utilizado durante algún tiempo en proyectos de puentes y Kahn la adoptó en muchos de sus edificios. En las zonas de producción se proporcionaba luz natural adoptando una forma de cubierta en diente de sierra. Con ello, mejoraba la iluminación en comparación con las formas de



Diapositiva 28

cubierta con luz del norte, pero evitando un calentamiento excesivo.

Algunos ejemplos de esta forma de construcción son el taller de prensa de Chrysler en Detroit (1936) y la Planta de Montaje de la Glenn Martin Aircraft Company en Baltimore (1937). Cerchas de 9 m de altura con una luz de más de 90 m proporcionaban una superficie de planta sin columnas de 150 m por 100 m. La luz de la cubierta en diente de sierra se conseguía conectando alternativamente entre los cordones superiores e inferiores de las cerchas.

A medida que los vanos aumentaban, la estabilidad lateral de las cerchas se hacía más crítica. Esto se compensó utilizando cerchas tridimensionales de sección rectangular o triangular. La tendencia hacia vanos mayores condujo al desarrollo de la construcción en estructura tridimensional, que permitió aprovechar la capacidad de tales estructuras para soportar luces en dos direcciones. De hecho, el origen de su desarrollo se encuentra en el trabajo de Alexander Graham Bell a principios del siglo XX. No obstante, el primer sistema disponible a nivel comercial, el sistema MERO, no se introdujo hasta la década de 1940. Esta forma estructural ha demostrado ser un método popular para cubrir muy eficazmente grandes luces y se han desarrollado otros sistemas comerciales que continúan utilizándose en la actualidad.



5. ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS DE VARIAS PLANTAS

Del mismo modo que el hierro se hacía más popular como material estructural para los edificios industriales y las cubiertas de gran luz, se utilizaba también cada vez más para la construcción de edificios de varias plantas. Fue en Norteamérica y, en particular, Chicago, donde tuvo lugar la mayor parte del desarrollo. Dos influencias importantes fueron la necesidad de construir más alto para paliar la superpoblación crónica de las ciudades de la época, y el terrible incendio de 1871 que devastó completamente el barrio comercial de Chicago. Otro elemento vital del desarrollo de las construcciones altas fue la introducción de los ascensores de pasajeros por Elisha Otis en 1853.

Al igual que en el desarrollo de los edificios industriales, los cambios en la forma de construcción tuvieron lugar en varias fases. En la década de 1860, los pilares de fundición y las viguetas de hierro forjado se utilizaban frecuentemente para apoyar suelos de arco cerámico, pero la obra portante de fábrica externa seguía soportando una gran parte de las cargas verticales y proporcionando estabilidad lateral. El edificio First Leiter de William le Baron Jenney (diapositiva 29), finalizado en Chicago en 1879, es, básicamente, un híbrido, con vigas secundarias de madera, vigas principales de hierro forjado, pilares de fundición (internos) y pilas de albañilería en el perímetro.

Antes de su uso generalizado en edificios comerciales, las estructuras altas de hierro empezaron a aparecer hacia finales del siglo XIX. Quizá la más famosa sea la Torre Eiffel, que sigue siendo uno de los símbolos más emblemáticos de la construcción en hierro. Construida como monumento temporal para coronar la Exposición de París de 1889, con 300 m era la estructura más alta de su tiempo (aunque se habían propuesto otras torres similares de fundición ya en 1833). De hecho, el diseño de la torre fue desarrollado en un principio por Koechlin y Nougier, dos ingenieros que trabajaban en la oficina de Eiffel. Un arquitecto, Sauvestre, que también trabajaba para Eiffel, efectuó modificaciones importantes que incluían unir el primer nivel y los cuatro montantes principales con arcos monumentales. Eiffel, sin embargo, asumió la responsabilidad de su construcción.



Diapositiva 29

Otras estructuras notables de este tipo son la Latting Observatory Tower (1853) y la Estatua de la Libertad (1886), ambos en Nueva York.

Hasta aproximadamente 1880, en EEUU, no se tuvo plena conciencia del potencial de las vigas de hierro y acero, y estos materiales se convirtieron en materiales habituales para edificios altos. Las ventajas de una estructura porticada pueden observarse comparando la albañilería portante del Monadnock Building, Chicago (1885) con el segundo Monadnock Building finalizado en 1891 con una estructura metálica. Los muros del primer edificio tenían un espesor de 4,5 m en su base. Sin embargo, tan tarde como

en 1890, se utilizó albañilería portante para el Edifico Pullitzer, Nueva York, con muros de 2,7 m de espesor.

5.1 Construcción de forjados

Se aceptó que sustituir la madera por hierro o acero no era la respuesta completa para la seguridad contra incendios, ya que las vigas de hierro sin proteger perderían su resistencia a altas temperaturas y los pilares de fundición podían fallar al enfriarse repentinamente con el agua de las mangueras contra incendios. Era necesario, por tanto, alguna forma de protección adicional contra el incendio. Esta necesidad quedó claramente demostrada por una estructura de edificio revestida de yeso, que sobrevivió al incendio de Chicago.

Los métodos de construcción de bovedilla utilizados anteriormente para los edificios industriales eran muy inadecuados para resistir al incendio, debido en parte a su peso y en parte porque el ala inferior de la viga de hierro quedaría expuesta en caso de incendio. Los suelos cerámicos, en los que bloques huecos de ladrillo formaban “arcos planos” para cubrir el vano entre las alas inferiores de las vigas, solucionaron ambos problemas. Un ejemplo temprano de esta forma de construcción de forjados es el Tribune Building de 7 plantas en Nueva York (1869) que fue también uno de los primeros edificios en incorporar un ascensor de pasajeros. Se desarrollaron varios sistemas basados en este principio. Los bloques se disponían para que sobresalieran por debajo del ala inferior de la viga, que se protegía contra el incendio proyectando alas de terracota o con listones de recubrimiento de terracota apoyados en pequeñas puntas. Los acabados de los forjados eran de baldosas cerámicas o de hormigón y su peso era de aproximadamente la mitad del de los forjados de arcos de hormigón y ladrillo. Esto suponía una reducción significativa del peso propio de la estructura y, por ende, de la carga que debían soportar los muros, pilares y cimientos, lo cual era de particular importancia dadas las malas condiciones del subsuelo de Chicago.

Se desarrollaron otros sistemas de forjados en los que se utilizaba metal estirado como encofrado permanente, pero estos sistemas requerían falsos techos. En 1846 se laminó la primera viga de hierro en Francia, con el consiguiente desarrollo en sistemas de forjados, como el Sistema Vaux y el Sistema Thuasne. Estaban formados por vigas de hierro forjado con una distancia entre ejes de aproximadamente 600-900 mm, unidas mediante barras de hierro con un falso techo grueso (70 mm) de yeso cubriendo la parte inferior de la viga. En Gran Bretaña, los forjados de “viguetas forradas”, formadas por viguetas poco separadas con piezas moldeadas de hormigón entre ellas, se hicieron comunes en la primera parte del siglo XX. En muchos aspectos, estos forjados pueden considerarse los precursores de los sistemas de forjados de hormigón armado y mixto que se utilizan en la actualidad.

5.2 Vigas y pilares

En un principio, las vigas de hierro de los forjados eran celosías, armadas mediante remachado de pequeños elementos de fundición o hierro forjado. Estas viguetas eran de canto relativamente grande y, por lo general, su disposición se planificaba de forma que pudieran incorporarse dentro de los tabiques. Hasta mucho después no fue posible laminar vigas de ala anchas, lo que permitió una construcción menos gruesa y, por ende, una mayor libertad en la distribución.

Los pilares de fundición siguieron siendo populares durante algún tiempo. Hasta que no se admitió la necesidad de la resistencia a la flexión en los pilares para soportar las cargas excéntricas, no se adoptaron ni el hierro forjado ni, posteriormente, el acero. Al igual que las vigas, en un principio los pilares se formaban remachando varias secciones pequeñas para formar una sección con una resistencia a la flexión similar en ambos ejes.

5.3 Construcción de pórticos

El primer paso hacia una forma de construcción totalmente porticada fue la introducción de pilares dentro o adheridos a los muros exte-

riores, de modo que la fábrica solamente soportara su propio peso y ninguna de las cargas del forjado. Hasta que el pórtico soportó no sólo las cargas del suelo, sino también el muro exterior, la altura de construcción no dejó de estar limitada por la capacidad del muro para soportar su propio peso. Esta disposición resolvió también el problema del diferencial de dilatación térmica entre la fábrica de albañilería y el hierro.

El edificio de 10 plantas Home Insurance de Jenney, Chicago (1885) se considera el primer edificio totalmente porticado que adoptó esta forma de construcción y, por ello, fue el primer rascacielos reticulado. Los pilares de fundición soportan vigas de hierro forjado en plantas inferiores y vigas de acero Bessemer por encima de la sexta planta. La estructura estaba totalmente protegida contra el incendio mediante albañilería y baldosas de arcilla refractaria. Las paredes exteriores eran soportadas por angulares unidos a las vigas de los dinteles de lo huecos de las fachadas, aunque este detalle no salió a la luz hasta la demolición del edificio en 1931.

Otro ejemplo temprano es el Tower Building de 11 plantas de Nueva York, diseñado por Bradford Lee Guilbert en 1887 para un solar muy estrecho. Los muros portantes de albañilería hubieran sido tan gruesos en su base que no habría quedado espacio útil.

5.4 Estructuras arriostradas para carga de viento

Aunque estos desarrollos condujeron a sistemas de pórticos estructurales pensados para soportar toda la carga vertical, incluido el peso propio de las paredes exteriores, la estructura seguía dependiendo de las paredes para la estabilidad lateral. El arriostramiento transversal utilizado en el exterior de la fábrica de chocolates en Noisiel-sur-Marne se consideró en general inapropiada para edificios comerciales y la rigidez de las uniones utilizadas en el Crystal Palace para dar estabilidad se consideró inadecuada para las demandas más onerosas de los edificios de gran altura.



Diapositiva 30

El primer Monadnock Building, aunque construido con albañilería portante, utilizaba una combinación de arriostramiento de pórtico y paredes transversales de fábrica. Muchos otros edificios utilizaron una combinación de métodos.

El Manhattan Building de 16 plantas de Jenney en Chicago (1890) fue el primero con un pórtico arriostrado de contraviento. Esta estructura estaba formada por una combinación de arriostramiento porticado y barras diagonales de hierro forjado tensadas mediante tensores. Este edificio sugiere un comentario interesante sobre los costes relativos de materiales en aquel tiempo. El acero sólo se utilizaba para las vigas principales debido a su alto coste; para las vigas secundarias se utilizaba el hierro forjado y para los pilares la fundición.

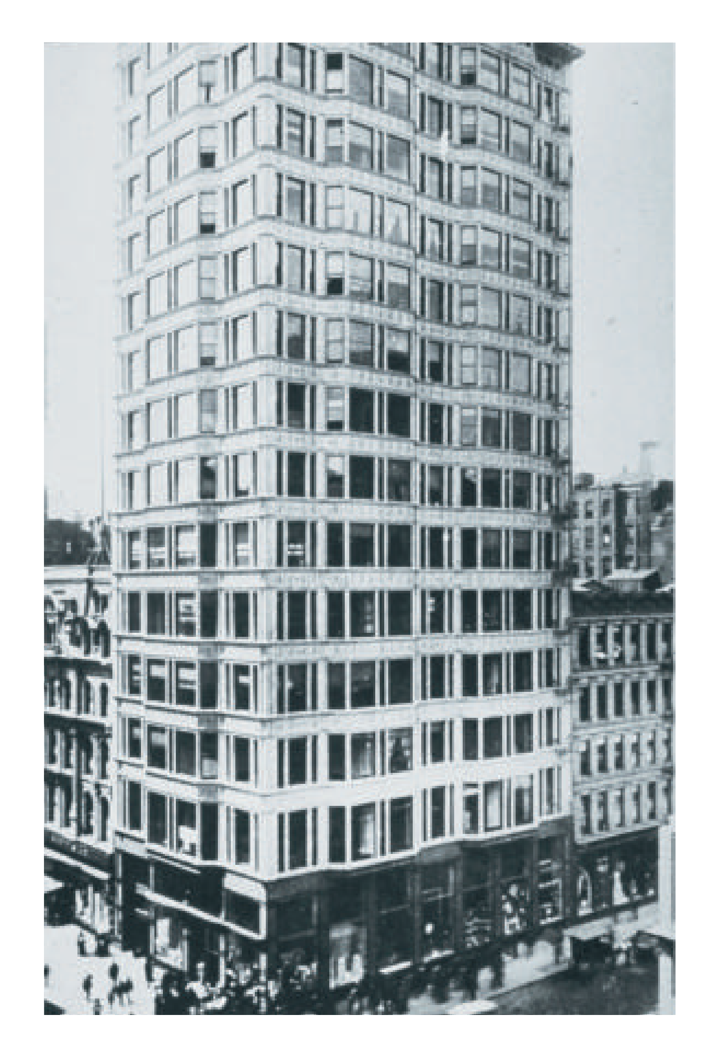
El Masonic Temple de 22 plantas de Burnham y Root (1892) estaba arriostrado con barras diagonales de hierro forjado situadas en las paredes transversales, mientras que el Colony Building (1894) utilizaba pórticos para la estabilidad.



La mayor resistencia del acero en comparación con el hierro permitió conseguir mayores alturas y luces, pero resultaba relativamente caro, por lo que sólo sustituyó a la fundición y el hierro forjado de forma gradual, como se observa en el Manhattan Building. El primer edificio todo de acero fue el 2nd Rand McNally Building de Chicago, construido en 1889-90 y demolido en 1911.

Diapositiva 31

La eliminación de la dependencia de la albañilería externa para proporcionar estabilidad lateral creó nuevas oportunidades para el tratamiento de la fachada y los arquitectos emplearon varios enfoques. Los suelos de la planta inferior tenían a menudo una forma ligera para acomodar tiendas, mientras que las plantas superiores de oficinas tenían una forma tradicional pesada. El Guaranty Building (1895) y el Stock Exchange Building (1894), ambos de Adler y Sullivan, y el grupo de edificios Gage (1896/8) de Holabird y Roche (diapositiva 30) son típicos de este enfoque. Una de las expresiones más sencillas, pero logradas, de pórtico estructural de la época es la tienda Carson Pirie Scott de Sullivan (904) (diapositiva 31). No obstante, eran posibles formas más aventuradas y los miradores , soportados por pórticos en voladizo desde las vigas de los dinteles se convirtieron en una característica frecuente como medio de obtener luz en las plantas superiores. Esta característica quizá se vea mejor en el Reliance Building de 1894 (diapositiva 32), en el que se utilizó un cerramiento cerámico sobre el pórtico para dar ligereza a la forma. Proyectado por Burnham y Root, constituye un ejemplo notable de edificio esbelto reticulado y acristalado. El pórtico metálico por encima de la primera planta se montó en poco más de dos semanas y el recubrimiento externo se completó en seis meses.



Diapositiva 32

6. EVOLUCIÓN DEL DISEÑO DE EDIFICIOS CON ESTRUCTURA DE ACERO

En Europa, con el cambio de siglo, la evolución tuvo menos que ver con los altos edificios de muchas plantas, pero, particularmente en Francia, se hizo un uso imaginativo de la expresión del nuevo material estructural,. El bloque de oficinas de Chedanne en 124 Rue Reaumur, París (1904) (diapositiva 33) es quizá el primer ejemplo de verdadera fachada de varias plantas con estructura de acero. En Bélgica, también, Horta utilizó ampliamente el hierro y el acero, por ejemplo en los patios de luces que introdujo para la iluminación de las zonas oscuras de sus edificios en Bruselas, como el Hotel Solay (1894). Lo utilizó también en las elevaciones y el interior de la Casa del Pueblo. Otros lo utilizaron de una forma altamente decorativa, como por ejemplo en el puente, las entradas, los pabellones y marquesinas de los nuevos ferrocarriles en París y Viena. Un ejemplo notable lo constituye la estación de Karlsplatz (1898) de Otto Wagner (diapositiva 34). El mismo arquitecto combinó el



Diapositiva 33

vidrio y el hierro con un éxito considerable en la Caja Postal de Ahorros, también en Viena (1906) (diapositiva 35).



Diapositiva 34

El primer edificio distintivo con estructura de acero en Gran Bretaña fue el Hotel Ritz (diapositiva 36) de Londres, proyectado por Mewes, Davies y Sven Bylander. Los pilares principales eran de sección en cajón de acero, formado uniendo dos perfiles en U, ala con ala, con presillas. Los cimientos tenían forma de emparrillado de acero envuelto en hormigón, un sistema inusual fuera de EEUU. Los forjados ignífugos eran de un sistema patentado consistente en dos losas de hormigón formando un suelo superior y un revestimiento plano debajo de vigas de acero. La gran luz libre sobre el restaurante requería el uso de celosías de acero. La protección contra el incendio del acero se obtuvo en toda la estructura recubriendola con hormigón u otro material incombustible. El atractivo del uso del acero procedía de su velocidad de ejecución comparada con la de las formas tradicionales, aun cuando los reglamentos de construcción vigentes en la época exigían que las paredes exteriores tuvie-



Diapositiva 35

ran un espesor de 775 mm. Así, al igual que muchos de sus predecesores con estructura de hierro, el edificio no muestra nada de su estructura porticada sino que tiene el aspecto de una obra con muros portantes de fábrica.

La posterior relajación de los reglamentos de construcción permitieron la construcción de paredes más finas y los proyectistas empezaron a dejar a la vista la estructura porticada, como en la Kodak House (1911) (diapositiva 37) de Sir John Burnet y Heal (1916) de Smith y Brewer, con Sven Bylander como ingeniero.



Diapositiva 36



Diapositiva 37



Diapositiva 38



Diapositiva 40



Diapositiva 39

En EEUU los edificios se hicieron todavía más altos y los arquitectos utilizaban varios métodos de diseño/estilísticos para romper con su austeridad, como el medievalismo romántico tipificado por el edificio Woolworth de 52 plantas (1913) (diapositiva 38) y los estilos Gótico y Art Nouveau de la Tribunal Tower de Chicago (1922) (diapositiva 39).



Diapositiva 41



Diapositiva 42

de una planta al día. La RGA Radio Tower de 70 plantas (diapositiva 42) que formaba parte del Rockefeller Center (1939) es notable, ya que representó el primer desarrollo en el que un rascacielos se proyectó como parte integral de un grupo de edificios, en lugar de una estructura independiente.

Mientras tanto, en Europa, las alturas de construcción seguían siendo modestas. En 1928 se construyó el Empire Theatre, Leicester Square de Londres, con casi 4000 butacas. Se utilizó una estructura de acero para cubrir una luz de 36 m sobre el auditorio, para soportar una galería con salones de té. El suelo de la galería se apoyaba sobre vigas de acero colocadas en una disposición escalonada. Otros edificios notables construidos durante la década de 1930 son el pabellón de la Warr en Bexhill-on-Sea (diapositiva 43), la primera estructura toda de acero soldado en Gran Bretaña, y los Grandes Almacenes Simpson en Piccadilly, Londres (diapositiva 44). Fue el primer edificio con una fachada completamente libre, utilizando una viga Vierendeel a todo lo ancho de la fachada.

En los años siguientes tuvo lugar una carrera para establecer récords de altura, como el primer edificio de la Chrysler de 320 m de altura (diapositiva 40), con su famoso pináculo revestido de acero inoxidable, y el Empire State Building (1930) (diapositiva 41), que todavía ostenta el récord de velocidad de construcción, que en una etapa llegó a ser



Diapositiva 43



Diapositiva 44

Diapositiva 45

En Francia, Jean Prouvé fue pionero en muchas nuevas aplicaciones y desarrollos técnicos en el uso del acero. Formado como herrero y especializado en muebles de metal en su fábrica de Nantes, colaboró con numerosos arquitectos de primera línea para la realización de cerramientos, muchos de ellos en acero conformado en frío. La Maison du Peuple en Clichy, París (1939) es uno de sus trabajos más famosos, en el que utilizó componentes estampados de acero, no sólo para el cerramiento, sino también para ventanas, suelos, tabiques y escaleras (diapositiva 45).

Después de un periodo de calma en la construcción en acero, debido a la escasez de material como resultado de la Segunda Guerra Mundial, los estilos arquitectónicos evolucionaron. En ellos ocupó un lugar destacable la influencia de Mies van der Rohe y su utilización



Diapositiva 46



Diapositiva 47

de una fachada compuesta por unidades prefabricadas y suspendidas delante del pórtico estructural. Los primeros ejemplos son el Illinois Institute of Technology (1950) (diapositiva 46), los apartamentos Lake Shore Drive (1951) (diapositiva 47) y el Lever Building de Nueva York (1953) (diapositiva 48). Este nuevo enfoque ahorraba espacio y peso y aceleraba la ejecución, al tiempo que permitía dar al vidrio y al metal una expresión totalmente visual. Uno de los ejemplos más conocidos es el Seagram Building de color bronce (1957) (diapositiva 49).

La evolución de las formas y el aumento de la altura ha continuado y estos desarrollos se relacionan en el grupo 14.



Diapositiva 48



Diapositiva 49

7. RESUMEN FINAL

- La utilización del hierro y el acero en los componentes principales de estructuras de edificios es relativamente reciente. La adopción de estos nuevos materiales fue espasmódica, en lugar de ser un desarrollo secuencial uniforme.
- Un repaso histórico de la introducción de estos materiales puede ilustrarse con los diferentes tipos de edificios: fábricas y edificios industriales, cubiertas de gran luz y estructuras de varias plantas.
- Las primeras aplicaciones del hierro fueron como componentes secundarios: uniones, soportes y correas. Los tirantes de hierro se incorporaron en cúpulas renacentistas. La fundición y el hierro forjado se adoptaron de forma gradual en estructuras en el siglo XVIII.
- Los elementos estructurales principales de hierro se introdujeron en un principio para obtener construcciones resistentes al incendio, especialmente en fábricas.
- Los desarrollos en la construcción de puentes de hierro en el siglo XVIII se reflejaban en las formas de cubiertas de gran luz.
- En el mismo periodo, el hierro se utilizó de forma creciente en la construcción de edificios de varias plantas. Hacia finales del siglo XIX empezaron a aparecer las estructuras porticadas altas de hierro.
- Era necesaria alguna protección adicional contra el incendio, ya que las vigas de hierro no protegidas podían perder su resistencia a temperaturas altas y los pilares de fundición podían fallar al enfriarse repentinamente con el agua de las mangueras utilizadas contra los incendios.
- La introducción de la forma de construcción totalmente porticada soportando las cargas del suelo y la pared exterior eliminó la limitación de altura resultante de la necesidad de que la pared soportara su propio peso. El arriostramiento liberó a la estructura de su dependencia de la fábrica exterior para proporcionar estabilidad lateral. Estas estructuras construidas hacia finales del siglo XIX y principios del siglo XX aumentaban progresivamente en altura.

8. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Collins, A. R. ed., (1986) Structural Engineering - Two Centuries of British Achievement, Tarot Print, Christlehurst, Kent (1983).

2. Gloag, J. and Bridgewater, D., A History of Cast Iron in Architecture, London, 1948.

3. Lemoine, Bertrand, L'Architecture du Fer: XIXe Siecle, Paris, 1986.

4. Mainstone, R. J, Developments in Structural Form, Allen Lane 1995, London.

5. Sheppard, R., Cast Iron in Building, London 1945.

6. Jones, E, Industrial Architecture in Britain 1750-1939, London, 1985.

7. Biney, M., Great Railway Stations of Europe, Thames and Hudson, 1984.

8. Giedion, S., Space, Time and Architecture, Harvard, 1940 and 1966.

9. Russel, B., Building Systems, Industrialisation and Architecture, Wiley, 1981.

10. Guedes, P. (ed.) Macmillan Encyclopaedia of Technology.

11. Walker, D. (ed.) Great Engineers, Academy Editions, London 1987.

12. Hildelerand, G., Designing for Industry, MIT Press, 1974.

13. Ogg, A., Architecture in Steel: The Australian Context, Royal Australian Institute of Architects, 1987.

14. Strike, J., Construction into Design, Butterworth, 1991.



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO:
INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.4.4: Historia del Hierro
y el Acero en Puentes

OBJETIVOS/CONTENIDO

Repasar el desarrollo de la construcción de puentes de acero, demostrar cómo los perfeccionamientos de los métodos y el entendimiento del comportamiento estructural han permitido una mayor eficiencia y luces mayores.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Lección 2.4.1: Historia del Hierro y el Acero en Estructuras

Lección 2.4.2: Historia del Diseño en Acero

Lección 2.4.3: Historia del Hierro y el Acero en Edificios

RESUMEN

La historia de los puentes en todo el mundo se utiliza para ilustrar los desarrollos de la ingeniería estructural. Se consideran tres categorías de puentes: arcos, estructuras de vigas y puentes colgantes. Se consideran brevemente los antecedentes de la construcción en obra de fábrica y madera, mostrando cómo estas formas antiguas se han adaptado para aprovechar las características del hierro primero y, luego, del acero. Se destacan las innovaciones técnicas significativas en relación con materiales, métodos analíticos y conceptos de proyecto. Se comentan algunos fallos notables y las lecciones que cabe extraer de ellos.



1. INTRODUCCIÓN

La historia de los puentes es el campo que mejor ilustra el progreso de la ingeniería estructural desde la antigüedad hasta el presente siglo. En particular, el desarrollo de los puentes de acero discurre paralelamente al progreso del análisis estructural, la teoría de la resistencia de materiales y los ensayos de materiales, impulsados todos ellos por la necesidad de realizar puentes con mayores luces y construir de forma más económica con nuevos métodos de construcción. Fortuitamente, la mecánica y las matemáticas alcanzaron el umbral de la ingeniería moderna justo cuando se desarrollaba la tecnología del acero en la construcción.

Sin embargo, en la época en que el nuevo material, el hierro, y posteriormente el acero, estaba listo para ser utilizado en estructuras mayores, ya existía una tecnología altamente desarrollada en la construcción de puentes, concretamente los puentes de madera y los puentes de piedra. Durante los años 1750-1770, aproximadamente, un nuevo método de fundición al coque producía mayores cantidades de hierro a un coste que estableció la base para la aplicación del hierro en la práctica ingenieril.

Es importante mencionar que las tecnologías de construcción de puentes en aquel tiempo se basaban en la intuición individual de destacados "maestros" y en la experiencia transmitida a través de generaciones, más que en reglas mecánicas y matemáticas. En la antigüedad, la importancia de preservar y extender el conocimiento de la construcción de puentes estaba estrechamente relacionada con los intereses militares y comerciales. Los romanos llegaron a establecer una casta separada -los "pontífices" (constructores de puentes)- que posteriormente fueron ascendidos al rango de sacerdotes, encabezados por el "máximo pontífice", que era también uno de los títulos de los emperadores romanos. Razones similares motivaron a los reyes franceses, por ejemplo Luis XIV y, posteriormente, a Napoleón, a dar apoyo a las nuevas escuelas de ingeniería (Ecole de Ponts et Chaussés y Ecole Polytechnique).

Así, la construcción de puentes de acero se fundó originalmente en los entonces bien probados principios y métodos de construcción de puentes de madera y de piedra. Los puentes de piedra aportaron el arco, mientras los puentes de madera desarrollaron las celosías, principalmente de estructura fina. De acuerdo con las propiedades típicas de la fundición (el primer tipo de hierro disponible) los puentes de hierro se construyeron primero como arcos. Posteriormente, cuando se dispuso del acero, que es capaz de actuar en tracción, se desarrollaron varios sistemas estructurales sobre la base de los principios de las cerchas de madera. Debido a las superiores propiedades del acero y a las ventajas del nuevo método de construcción, un rápido desarrollo de las estructuras de puentes trajo consigo una amplia variedad de sistemas eficientes e inventivos para cualquier tipo de luz.

En esta lección, la historia de los puentes de acero se subdivide de acuerdo con tres tipos de puentes:

- Puentes en arco
- Estructuras de vigas, incluidas las celosías, puentes de chapa/vigas-cajón de alma llena y todos los tipos de estructuras apoyadas a flexión, como puentes atirantados por cables y arcos con tirante.
- Puentes colgantes.

Evidentemente, el orden cronológico de los tres tipos de puentes a lo largo del periodo de tiempo considerado presenta muchas superposiciones. Sin embargo, esta clasificación parece la más apropiada para el entendimiento de un ingeniero, ya que se basa en el comportamiento principal del apoyo de los puentes más que en aspectos de forma o del sistema estático.

2. PUENTES EN ARCO

Los arcos transmiten a compresión a los cimientos las cargas verticales repartidas. Debido a las propiedades específicas de los materiales de fábrica, son la forma apropiada de estructura para los puentes de piedra.



Diapositiva 50

Se sabe que los puentes en arco existieron en el periodo helenístico del Asia Menor. Sin embargo, alcanzaron su periodo de máximo esplendor en época romana, cuando se utilizaban ampliamente los típicos acueductos en arco en todo el imperio, por ejemplo el “Pont du Gard” cerca de Nimes en el sur de Francia, construido en el año 18 antes de Cristo (diapositiva 50). Los puentes en arco de esta época tenían solamente forma semicircular, que no permitía luces superiores a 35 o 40 m .

En la Edad Media se desarrolló la construcción en arcos adintelados a fin de construir puentes más ligeros y luces mayores. Posteriormente, en particular en las academias de ingeniería francesas, este método de construcción se cultivó utilizando la experiencia, así como las ayudas matemáticas. J.R. Perronet fue el maestro de los puentes de fábrica de aquel tipo, por ejemplo el “Pont de la Concorde” de París en 1791 (diapositiva 51). La base técnica para la aplicación del hierro en la construcción de puentes, por lo tanto, ya estaba establecida.

En 1779, Abraham Darby III, un fundidor de hierro inglés, construyó con éxito el primer puente de hierro en Coalbrookdale. Algunos intentos posteriores en Francia e Inglaterra fallaron porque la fundición de la época, frágil y con una baja resistencia a la tracción y a la flexión, se



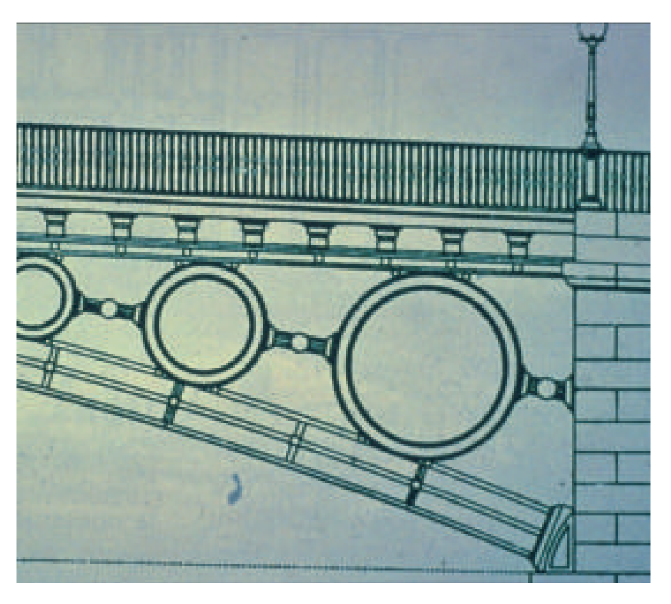
Diapositiva 51

había utilizado con sistemas estructurales inapropiados. El puente de Coalbrookdale se construyó como puente en arco al igual que los ejemplos anteriores de piedra; sin embargo, el arco estaba estructurado con 5 nervios ligeros según los principios constructivos de las estructuras de madera. El puente tiene una luz de aproximadamente 30 m y sigue en servicio. Aquellos puentes de fundición se convirtieron rápidamente en estructuras comunes en Gran Bretaña y se exportaron a otros países (diapositiva 52).



Diapositiva 52

En los años siguientes se desarrollaron las piezas fundidas de hierro para impulsar diferentes métodos de construcción de puentes. Se utilizaban elementos prefabricados, en forma de bloques, como grandes “ladrillos”, en puentes en arco de hierro patentados. El mayor de éstos fue el “puente de Sunderland”, construido en Inglaterra en 1796 con una luz de 72 m.



Diapositiva 53

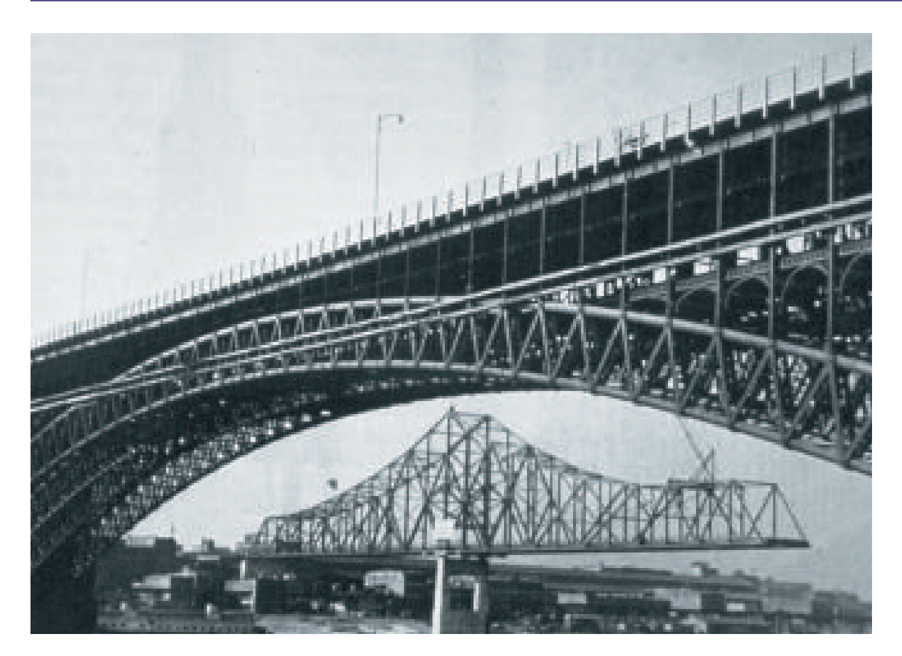
El ingeniero alemán Reichenbach desarrolló otro método, con tubos de fundición para la parte comprimida del arco. Este sistema económico se utilizó ampliamente y un excelente ejemplo de ello es el “Pont du Caroussel” de París, construido en 1839 por Polonceau, con tres vanos de 48 m cada uno (diapositiva 53).



Diapositiva 54

El mayor arco de fundición jamás construido fue el Southwark Bridge de John Rennie sobre el Támesis en Londres (1819), con una luz de 73 m (diapositiva 54).





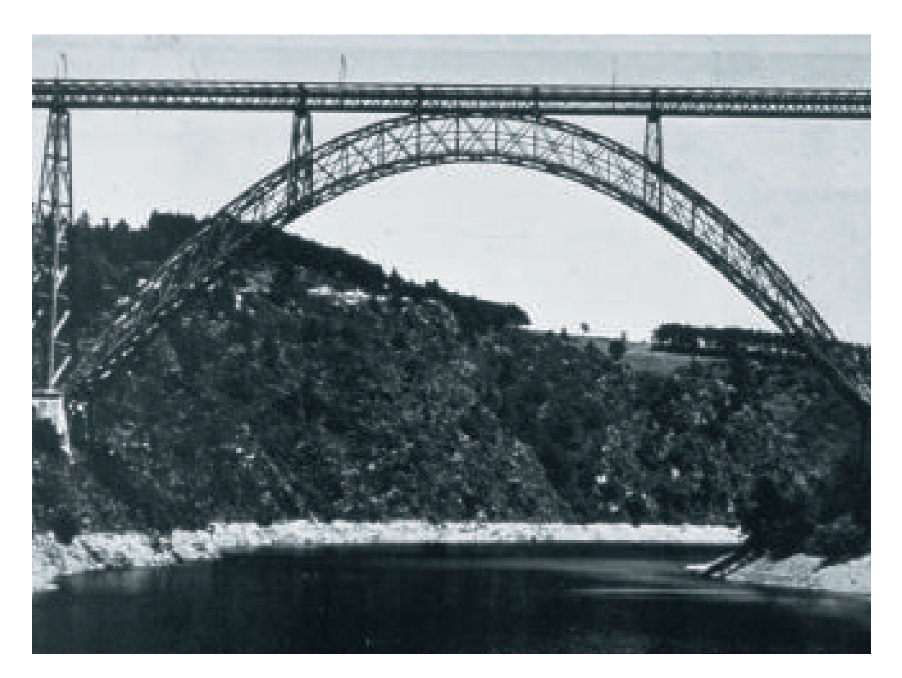
Diapositiva 55

El Mississippi Bridge de St Louis fue construido en 1874 por J.B. Eads (diapositiva 55). Utilizaba barras tubulares, en parte de hierro y en parte de acero, para formar el arco de celosía con una luz de 159 m. Fue el primer puente que construyó y, sorprendentemente, se convirtió en el vano de arco más grande del mundo.

Los puentes en arco de acero no pueden comentarse sin apreciar la contribución de Gustave Eiffel, uno de los más grandes ingenieros de su siglo. Eiffel (1832-1923) fundó y presidió la “Société Eiffel”, una compañía de ingeniería y trabajos en acero conocida en todo el mundo, con agencias en Oriente Medio, Asia Oriental y Sudamérica. Su principal campo de producción eran varios tipos de puentes de acero, de los que los puentes en arco eran los más importantes. Eiffel utilizó también la construcción en celosía. Fue el primer ingeniero en desarrollar la preparación del proyecto de la estructura metálica hasta la totalidad de los detalles y planos de cada elemento o

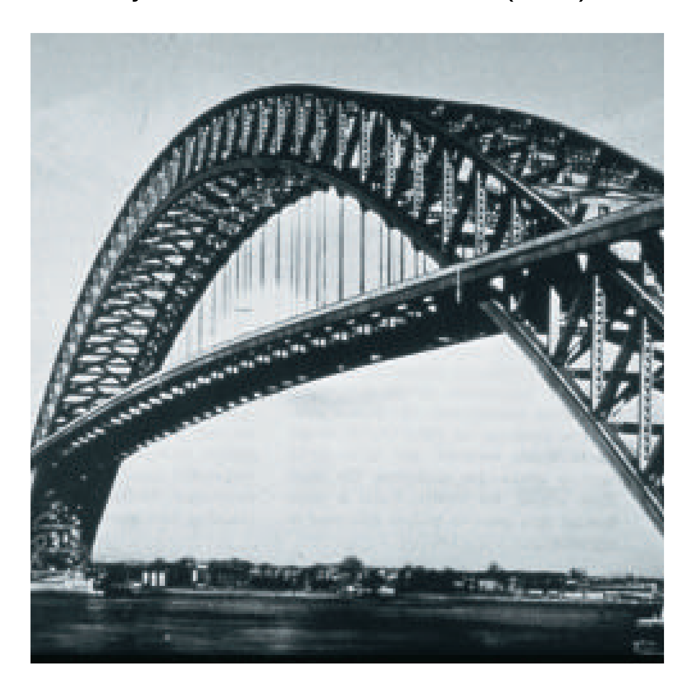
Un puente similar, notable por su maravilloso diseño en celosía y relacionado con el gran nombre de Thomas Telford, fue construido algunos años antes (1812) en Escocia, con una luz de 50 m. Otros puentes en arco del mismo tipo fueron construidos posteriormente y pueden encontrarse en numerosos lugares, por ejemplo sobre el Rhin en Alemania o sobre el Loira en Francia.

Thomas Telford (1757-1834), que en sus orígenes fue albañil, se convirtió en uno de los más notables ingenieros de su tiempo. Después de estudiar arquitectura de forma autodidacta, construyó 3 puentes sobre el río Severn, tras lo cual trabajó para las compañías de canales, construyendo unas 900 millas de carreteras y dos acueductos gigantescos para llevar los canales sobre los valles. Entre 1819 y 1826, Telford construyó los dos famosos puentes colgantes de cadenas sobre los Menai Straits y el río Conway. Telford fue el primer Presidente de la Institution of Civil Engineers cuando se fundó en 1828.



Diapositiva 56

remache. Su primer gran éxito fue el puente de ferrocarril sobre el Duero en Portugal (1878) con un arco de 160 m de luz. Su puente más bello fue el "Viaduc de Garabit" en el sur de Francia, construido en 1884 con una luz de 65 m (diapositiva 56). Los edificios que le hicieron más famoso son la "Torre Eiffel" (1889), con una altura de 300 m, y la "Estatua de la Libertad" (1886).



Diapositiva 57

Con el desarrollo del acero, aumentó el tamaño de las estructuras. Los mayores vanos de arco se construyeron en los años hasta 1930:



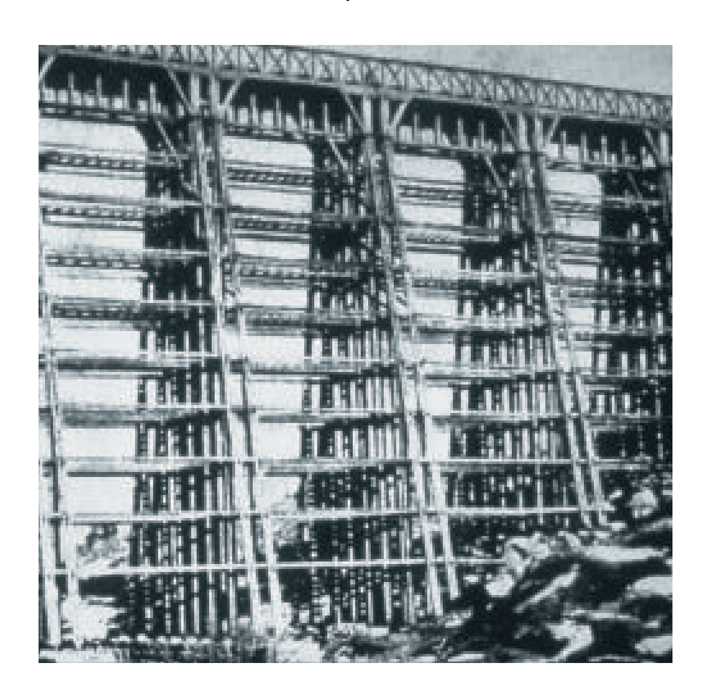
Diapositiva 58

- el "Bayonne Bridge" en Nueva Jersey, de O.H. Ammann en 1931, con una luz de 504 m (diapositiva 57)
- el "Sidney Harbour Bridge" de R. Freeman en 1932, con una luz de 503 m (diapositiva 58).

Ambos puentes son arcos de celosía de doble articulación, con el tablero suspendido.

3. PUENTES CON ESTRUCTURAS DE VIGAS DE CELOSÍA, DE ALMA LLENA Y DE CAJÓN

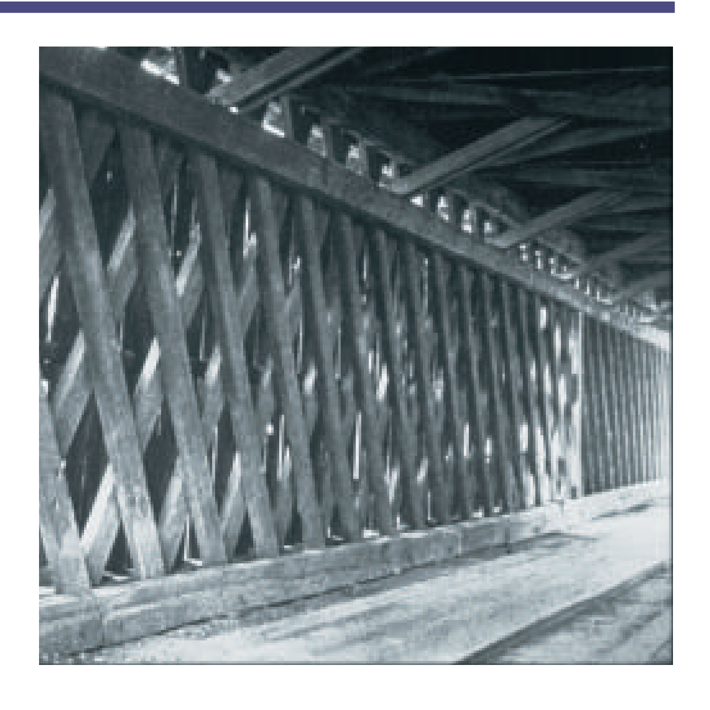
Al principio de la sección “puentes en Arco” indicábamos que, en el primer periodo de la construcción de puentes, el hierro sólo se podía utilizar a compresión. Hasta cincuenta años después, cuando se construyeron estructuras de puentes mayores, no se adoptaron estructuras a flexión con hierro forjado y, posteriormente, con acero, capaces de actuar también a tracción. En aquel momento ya existía una tecnología altamente desarrollada para la construcción de tales puentes en madera, particularmente con vigas de celosía de varias formas y sistemas. Puesto que en un principio las estructuras de acero para construcción empleaban una gran parte de estos conocimientos, daremos a continuación una visión general del desarrollo de los puentes de madera.



Diapositiva 59

Estructuras de puentes de madera

En la época romana (durante los reinados de César y Trajano) se construyeron sobre el Rhin y el Danubio puentes de madera de dimensiones impresionantes . Los puentes de madera fueron muy comunes en la Edad Media, aunque



Diapositiva 60

pocos de ellos han sobrevivido. Los primeros estudios metódicos de sistemas estáticos los realizó el arquitecto italiano Andrea Palladio (+ 1580), realizando diferentes tipos de cerchas y vigas tornapuntadas, que entonces se denominaban “puentes de Palladio”.

El apogeo de la construcción de puentes en madera tuvo lugar en la segunda mitad del siglo XVIII, cuando maestros constructores como Grubenmann y Ritter en Suiza, Gauthey en Francia y Wiebeking en Alemania desarrollaron grandes estructuras con luces de hasta 100 m. Desde entonces, el desarrollo de los puentes de madera se desplazó a EEUU, donde -debido a la falta de carpinteros formados- pasaron a utilizarse estructuras simplificadas. Con una mano de obra poco cualificada se realizaban elementos normalizados y prefabricados, así como uniones sencillas, pero, aun así, se construyeron grandes estructuras de puentes, especialmente de ferrocarril. Los principales tipos de puentes resultantes fueron los puentes de caballete (diapositiva 59) y los puentes de celosía.

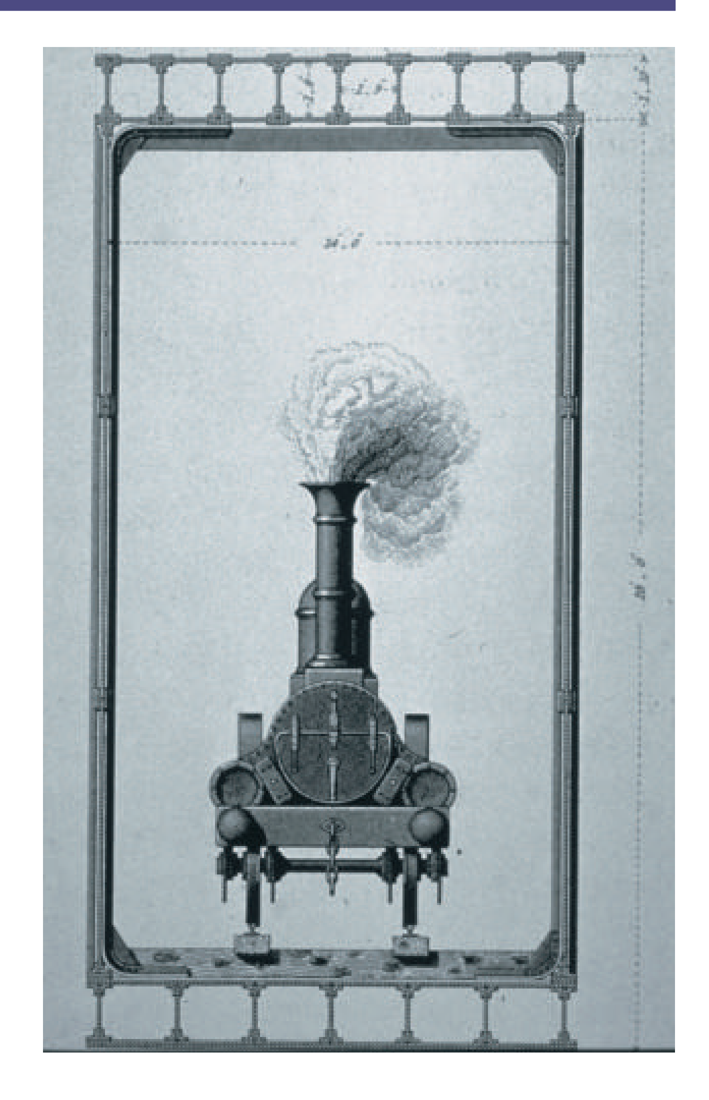
Los primeros, entre otros, estaban formados por sistemas patentados como la viga de celosía transversal-pretensada de Town (diapositiva 60). Muchas de las ideas estructurales se

transmitieron al principio a los puentes de celosía de acero. Debido al superior comportamiento del acero, los puentes de madera fueron sustituidos paso a paso hasta finales del siglo XIX.

Durante la primera mitad del siglo XIX, los puentes de acero se proyectaban con frecuencia con celosías, particularmente en EEUU. Ello se debía principalmente a su comportamiento económico como soporte de cargas. Sin embargo, en Europa este mismo desarrollo se vio interrumpido durante un breve periodo, cuando se hacían puentes tubulares con grandes vigas de alma llena.

Desarrollo de las vigas de alma llena –Robert Stephenson

Cuando en 1844 la Chester & Holyhead Railway Company decidió construir una línea de ferrocarril de Londres a la Isla de Anglesey en el norte de Gales, había que superar dos grandes obstáculos: Menai Street y el río Conway. Robert Stephenson (1803-1859), hijo del gran George Stephenson, estaba a cargo del proyecto. Al contrario que su padre, que había sido autodidacta, tenía una sólida formación como ingeniero. Asumió la dirección de la fábrica familiar de locomotoras a la edad de veintisiete años y ya era bien conocido como ingeniero de ferrocarriles y puentes en Gran Bretaña.



Diapositiva 62



Diapositiva 61

Tras realizar varios estudios para el paso del Menai Strait con un puente en arco o utilizando un puente colgante de cadenas que Thomas Telford había construido unos 20 años antes en el mismo lugar para el ferrocarril, Stephenson decidió construir un puente con la forma de dos tubos de sección rectangular (cada uno con 4,4 m de ancho y 9 m de canto) por el que pasarían dos vías de ferrocarril (diapositivas 61 y 62). Realizó el proyecto sobre la base de una experimentación exhaustiva con modelos a escala 1: 6 utilizando secciones circulares, elípticas o rectangulares. Las investigaciones se realizaron en equipo, junto con W. Fairbairn, responsable de los ensayos y E. Hodgkinson encargado del trabajo teórico.

Se demostró que las vigas de alma llena, de hierro forjado, estrechamente rigidizadas, combinadas con la construcción celular superior e inferior de la cubierta, eran lo bastante resistentes para soportar la carga sobre los vanos de 142 m sin ayuda de los tirantes de la parte superior de las pilas. Estos tirantes se colocaron originalmente al izar las torres, lo que dio al puente su original aspecto.

El puente, formado por 4 vanos de 70 + 142 + 142 + 70 m, utilizó 10.600 toneladas de hierro e incorporó 3,5 millones de remaches. El trabajo de taller se realizó junto a la obra, con piezas iguales para cada tramo, cada uno de ellos fue puesto sobre pontones e izado hasta su posición final. Tanto el trabajo de taller como el montaje fueron obras maestras. Cuando el “puente Britannia”, como se le denominó, fue inaugurado en 1850, Stephenson no podía saber hasta qué punto había contribuido al desarrollo de la construcción con vigas de alma llena. Hasta 90 años después no pudieron construirse de nuevo puentes de vigas de alma llena con luces similares. El puente Britannia soportó el tráfico ferroviario durante 120 años hasta que en 1970 resultó dañado por un incendio.

Stephenson construyó sobre el río Conway, al mismo tiempo, un segundo puente de este tipo pero con vanos algo menores.

Puentes de celosía (vigas paralelas)

Como ya hemos mencionado, la construcción de puentes en celosía de acero se vio altamente influida por los ejemplos de celosías de madera construidas con varios sistemas en EEUU. Especialmente en el primer periodo, cuando sólo se disponía de barras planas, las vigas de celosía de Town se copiaron en acero, resultando unas vigas de fina y densa trama, ya que las secciones planas sólo podían resistir las fuerzas de compresión con una longitud de pandeo reducida. Sin embargo, las vigas de celosía mostraron un buen comportamiento estático y pronto se construyeron con luces considerables.



Diapositiva 63

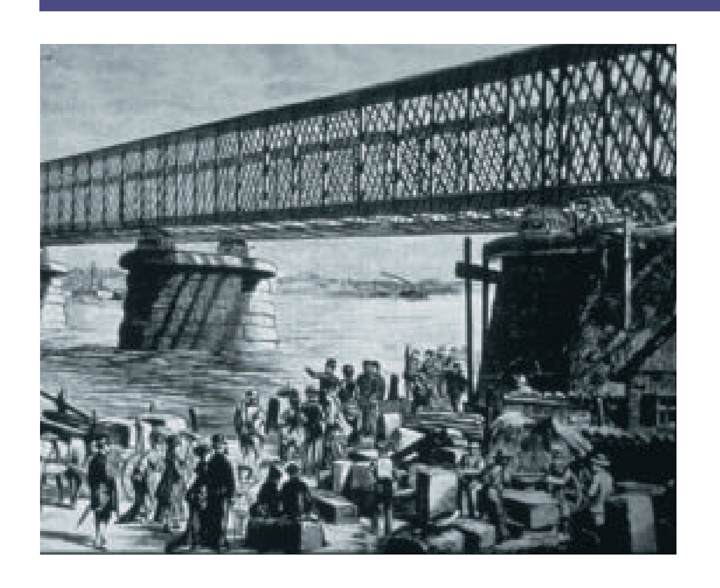


Diapositiva 64

El mayor puente de este tipo en Europa, el Dirschau sobre el Vístula en Alemania, se terminó en 1857 (diapositiva 63). Este puente de ferrocarril de vía única fue construido por el gran ingeniero de puentes Karl Lentze (1801-1883) con seis tramos de 131 m cada uno, utilizando vigas de celosía poco separadas. Su diseño se vio ampliamente influido por el puente Britannia, con un perfil tubular similar y con pilares tipo torre parecidos. Además, el puente muestra una peculiaridad de algunos puentes alemanes: una construcción de acceso tipo castillo, que a veces fue criticada irónicamente en otros países. Sin embargo, se consiguieron economías considerables en el uso de acero: el puente Dirschau necesitó 8,3 toneladas de hierro por metro, frente a las 12,5 toneladas del puente Britannia.

El primer puente de celosía de hierro con elementos trabajando a compresión fue el Viaducto de Grandfey cerca de Friburgo, en Suiza, inaugurado en 1862 (diapositiva 64).

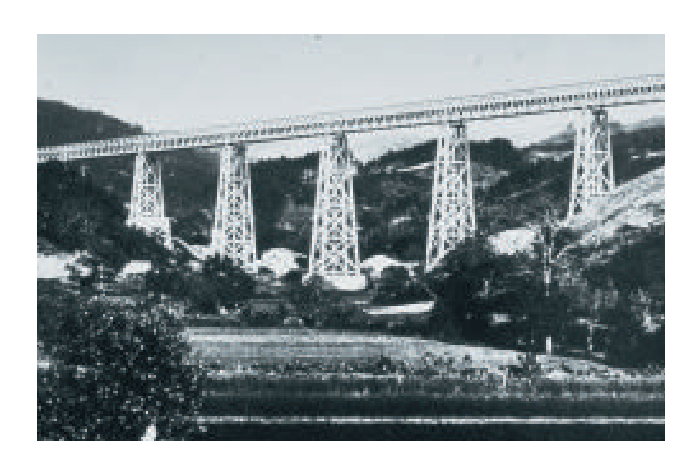




Diapositiva 65

Aunque de tipo similar a los viaductos en caballete de madera de EEUU (véase la diapositiva 59), fue la primera viga de celosía verdaderamente moderna con elementos a compresión apropiados. El puente tenía siete tramos de 49 m y se montó lanzando la viga por encima de las altas pilas de acero.

Otros progresos en la construcción de vigas de celosía se vieron impulsados por nuevos métodos de análisis estructural. Karl Culmann (1821-1881), por aquel entonces un joven ingeniero alemán, fue enviado a EEUU en 1849 por el Gobierno Real Bávaro para realizar un informe sobre los nuevos tipos de puentes de madera y de acero construidos allí. Sus estudios condujeron al desarrollo de métodos gráficos de análisis estructural, que publicó en 1860, cuando era profesor en la ETH Zurich. Desde entonces existió una teoría completa para el diseño de vigas de celosía.



Diapositiva 66

Un puente de celosía típico de aquella época era el puente sobre el Danubio, cerca de Stadlau en Viena. Se construyó en 1870 como viga continua con cinco tramos de 80 m cada uno. La imagen (diapositiva 65) muestra el proceso de lanzamiento.

La construcción de vigas de celosía fue desarrollada a la perfección por G. Eiffel - como ya se ha explicado en la sección “Puentes en Arco”. Eiffel construyó un gran número de puentes de celosía para los ferrocarriles franceses y portugueses; un ejemplo (diapositiva 66) es la línea Beira-Alta (1879 - 1881) de Portugal. El puente más grande de este tipo construido por Eiffel fue el puente sobre el Tardes, cerca de Evaux, con una luz principal de 105 m (72 + 105 + 72 m), construido en el mismo periodo.

Los puentes de celosía del tipo de viga paralela fueron construidos en una amplia variedad, especialmente para los ferrocarriles en Europa, con tendencia hacia sistemas estáticos más sencillos como es la celosía triangular. El puente sobre el Rhin cerca de Maxau en Alemania, construido en 1938, es un buen ejemplo (diapositiva 67). Se trata de un puente mixto de ferrocarril/carretera con vanos de 175 y 117 m.



Diapositiva 67

Viga Pauli, puente de Saltash, viga Lohse (vigas de cordón inferior poligonal o parabólico)

El objetivo de obtener una distribución óptima de las fuerzas en los cordones de las celosías condujo a dos nuevas formas de vigas, la viga parabólica, con un cordón superior curvado y la viga de cordón inferior poligonal, con ambos cordones curvados en direcciones opuestas. La primera, llamada "viga de Pauli" en Alemania, demostró ser muy económica, con las fuerzas del cordón aproximadamente constantes en toda la longitud del puente. Este sistema fue desarrollado por Friedrich August von Pauli (1802-1883), un ingeniero de ferrocarriles del Gobierno Real Bávaro y posteriormente profesor en la Universidad Técnica de Munich.

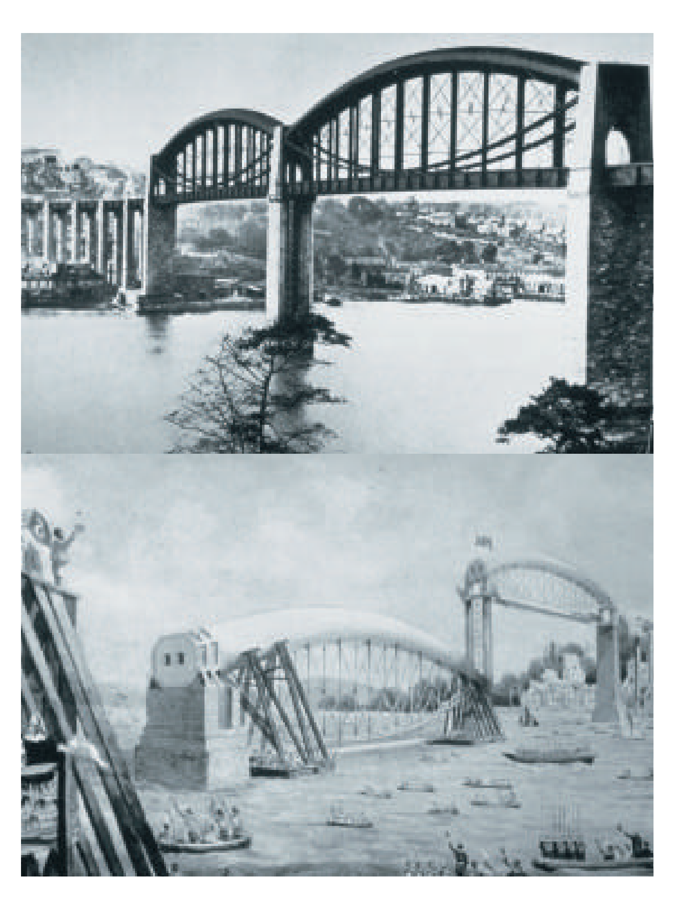


Diapositiva 68

La primera viga de Pauli, construida en 1857, fue el puente de ferrocarril sobre el Isar, cerca de Grobhesselohe (Alemania), con luces de 53 m (diapositiva 68). Fue construido bajo la dirección del joven Heinrich Gerber (11832-1912) que posteriormente se convirtió en uno de los mayores ingenieros de puentes de Alemania. Gerber contribuyó en gran medida al diseño y análisis de la viga Pauli. Sin embargo, su amplia reputación le vino del desarrollo del puente de ménsulas.

En un resumen de los grandes ingenieros de puentes alemanes del siglo XIX, debe mencionarse también a Johann Wilhelm Schwedler (1832 - 1912). Contribuyó mucho al progreso de la construcción en acero alemana. Una de sus ideas fue una viga parabólica específica, utilizada con frecuencia en Alemania y llamada "viga Schwedler", que fue diseñada de forma que ninguna de las diagonales trabajara a compresión.

Un puente gigantesco del tipo de cordón poligonal fue el "puente de ferrocarril Saltash" cerca de Plymouth, también conocido como el "Royal Albert Bridge" (diapositivas 69 y 70). Terminado en 1859 y con dos tramos de 139 m cada uno, el puente Saltash tenía un cordón superior tubular con una sección transversal elíptica (5,2 m ´ 3,7 m), hecho de chapa curvada remachada, y un cordón inferior formado por cadenas. Las dificultades de construcción impidieron que este tipo de puente se volviera a construir. El constructor era Isambard Kingdom Brunel (1806 - 1859), un conocido ingeniero de ferrocarriles en Gran Bretaña y uno de los más ingeniosos de su tiempo, cuyo padre construyó el primer túnel por debajo del Támesis en



Arriba: Diapositiva 69
Abajo: Diapositiva 70



Diapositiva 71

Londres. Brunel, después de terminar sus estudios en Francia, se hizo ingeniero ayudante en el proyecto del túnel del Támesis. Aunque posteriormente construyó también dos puentes colgantes de cadenas, su mayor trabajo en ferrocarriles fue el puente Royal Albert. Brunel diseñó también los primeros y mayores barcos para travesías transatlánticas y participó asimismo en la construcción de muchos muelles, malecones y hospitales.

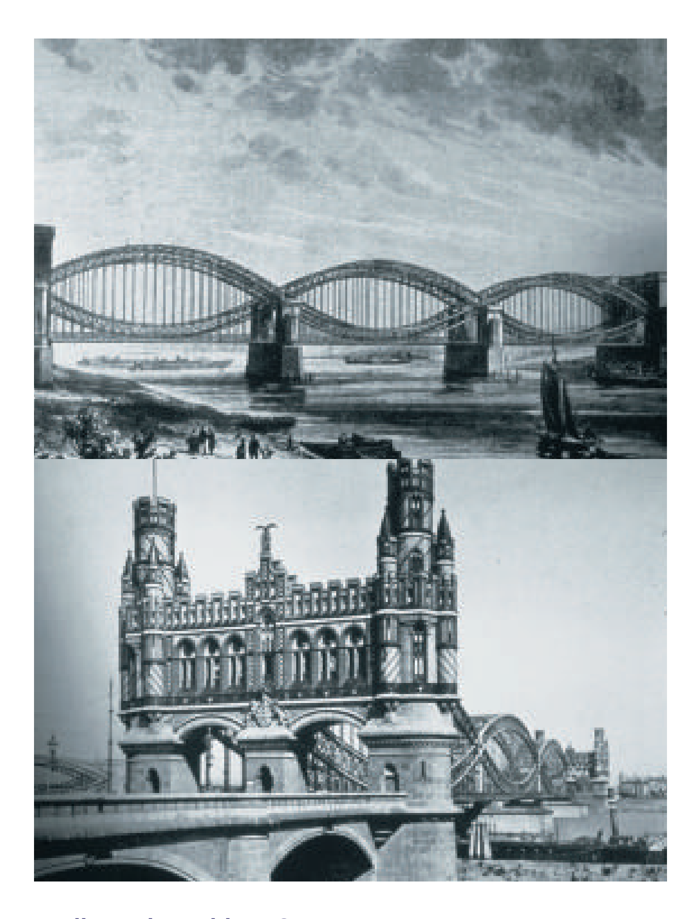
Las vigas de cordón poligonal diseñadas por Pauli presentaban numerosas ventajas constructivas y se utilizaron una y otra vez en los puentes alemanes. Por ejemplo, el segundo "puente Dirschau" sobre el Vístula, construido por J.W. Schwedler en 1891, tenía seis tramos de 131 m. La cantidad de acero utilizado para el nuevo puente, que tenía dos vías de ferrocarril, fue la misma que para el primero, construido en 1857, con una sola vía (diapositiva 71).

Un puente de tipo similar fue el puente de vigas de alma llena de doble arco, llamadas "Viga Lohse" haciendo referencia a su creador, el ingeniero de puentes alemán Hermann Lohse. El sistema estructural, un punto intermedio entre el tipo de cordón poligonal y el tipo de arco atirantado, consistía en dos cordones reforzados, unidos con barras verticales. Los ejemplos más importantes son los cinco puentes sobre el Elba, cerca de Hamburgo, construidos entre 1872 y 1892; un puente de ferrocarril en el sur del Elba y un puente de carretera y tres puentes de ferrocarril en el norte del Elba. Todos tienen una forma similar, con cuatro tramos de 100 m cada uno (diapositivas 72 y 73) y, de nuevo, las grandes construcciones de entrada típicas de aquella época.

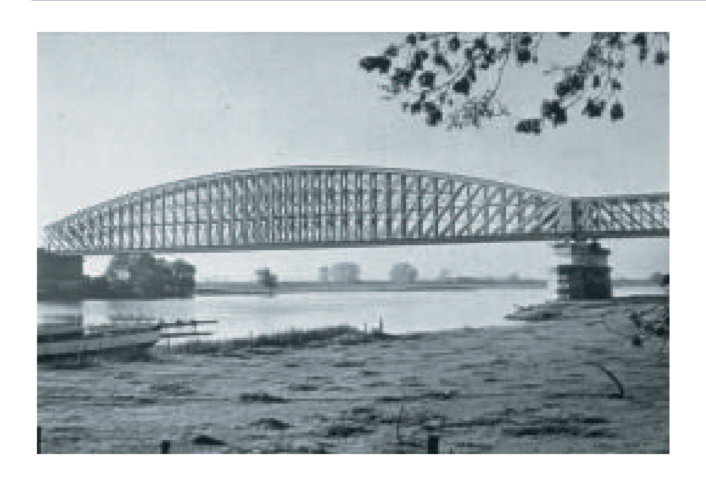
Los sistemas de viga parabólica también se utilizaron ampliamente, en particular para puentes de ferrocarril sobre los grandes ríos de Alemania. El "puente Lek" cerca de Culenborg en Holanda tuvo el vano más largo para estas vigas durante mucho tiempo. Lo construyó el ingeniero y fabricante Alemán Caspar Harkort en 1868, utilizando acero por primera vez en puentes. La viga tenía una luz de 155 m y un canto en el centro del vano de 20,5 m (diapositiva 74).

Puentes de ménsulas, vigas Gerber

Casi todos los puentes de la primera mitad del siglo XIX estaban hechos con vigas de un solo vano, lo que significa que los puentes de vanos múltiples se dividían en vanos sencillos



Arriba: Diapositiva 72
Abajo: Diapositiva 73



Diapositiva 74

sobre las pilas. Naturalmente, los ingenieros de aquella época eran conscientes del comportamiento estático beneficioso de la viga continua. Sin embargo, también conocían las desventajas en relación con los asientos de los cimientos. Fue idea del alemán H. Gerber introducir rótulas en vigas continuas en lugares estáticamente favorables, con lo que se eliminaban los inconvenientes de los asientos. Esta idea fue patentada en 1868 y dichas vigas se llamaron “vigas Gerber”.

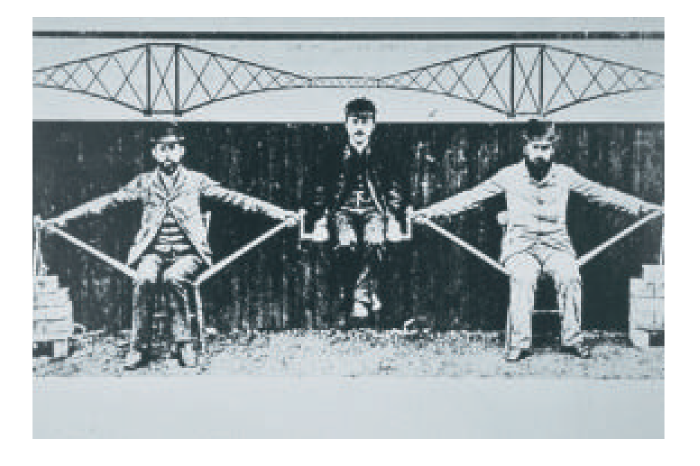
Heinrich Gerber (1832-1912) fue uno de los más importantes ingenieros de puentes en Alemania. Tras su paso por la Real Bávara de Ferrocarriles, pasó a dirigir una importante compañía alemana de construcciones metálicas y contribuyó en gran medida al desarrollo de los puentes de acero. Fue el primero en introducir los principios de diseño de Wöhlers para la fatiga en la construcción de puentes de ferrocarril.

Un tipo especial de estructura de celosía, conforme al principio de Gerber de vigas articuladas, es el puente de ménsulas. Haciendo la viga de celosía más alta en las pilas, pueden construirse ménsulas hasta cerca del centro del tramo sin necesidad de apuntalamiento alguno. Esta técnica es de gran importancia para los puentes sobre aguas profundas o movidas.

Uno de los mayores puentes cantilever es el Firth of Forth Bridge en Escocia. Cuando se construyó en 1883 - 1890 con vanos principales de 521 m, obtuvo el récord mundial de puente de luz más larga (diapositiva 75). En el texto que sigue se facilitan algunos antecedentes históricos del proyecto específico realizado por los dos ingenieros Sir John Fowler (1817-1898) y su socio Benjamin Baker (1840-1907).

La construcción del puente estuvo a punto de iniciarse con un proyecto realizado por Sir Thomas Bouch, conocido ingeniero de puentes que acababa de terminar el puente de ferrocarril sobre el Firth of Tay, con una longitud total de 3200 m. Este último puente, de celosía de varios tramos, los principales de ellos de 75 m, colapsó durante una fuerte tormenta el 27 de diciembre de 1879, justo cuando lo cruzaba un tren, causando la muerte de 72 personas (el poeta alemán Theodore Fontane escribió un famoso poema sobre este accidente). Como resultado de ello, Thomas Bouch perdió toda credibilidad en la compañía de ferrocarril y sus sucesores, J.Fowler y B.Baker, tuvieron que mostrar al público los principios estáticos de su proyecto (diapositiva 76).

Diapositiva 75



Diapositiva 76

El puente, que hoy en día se considera una construcción única y gigantesca, es una obra maestra de ingeniería. El canto de la viga, sobre pilares, es de 106 m, las barras tubulares principales tienen un diámetro de 3,7 m y en todo el puente se utilizaron 42.000 toneladas de acero, siendo a veces necesarios 4.600 trabajadores en la obra para acometer el complejo método de construcción (diapositiva 77).

J.Fowler fue un ingeniero civil notable, principalmente dedicado a las construcciones de ferrocarriles. Fue pionero del Metro de Londres y posteriormente fue nombrado Presidente del Instituto de Ingenieros Civiles. La forma en que trabajaron los constructores del puente Forth puede compararse con la del puente sobre el río San Lorenzo, cerca de Quebec. Este puente de ménsulas, de tipo muy similar al de Forth, se convirtió, cuando se construyó en 1917, en el puente de viga articulada más largo, con una luz de 549 m. Sin embargo, aunque era sólo 27 m más largo que el puente Forth, tardó 12 años en construirse, produciéndose dos roturas importantes durante la construcción, lo que indicaba que se habían alcanzado los límites teóricos y prácticos.

El "Hooghly River Bridge" en Calcuta, construido en 1840 con una luz de 455 m, es el cuarto puente de ménsulas más grande (diapositiva 78). Aunque constituye un ejemplo tardío del éxito de este tipo de puentes, su forma no parece tan clara como la de sus predecesores.



Diapositiva 77



Diapositiva 78

Puentes de celosía en EEUU

Basado en una larga tradición en puentes de celosía de madera, fue Squire Whipple quien primero desarrolló el método de análisis y diseño de celosías de fundición y hierro forjado. Se le llamó el "Padre de los puentes de celosía de hierro" y construyó su primer puente en 1841, una viga de celosía parabólica que fue patentada y construida con éxito muchas veces en los años siguientes. En 1847 publicó un libro sobre la construcción de puentes y desarrolló el puente de celosía trapezoidal, llamado viga Whipple. Whipple, construyó entre 1852-54, dos de estos puentes con luces de unos 45 m. para ferrocarril. Estos puentes tienen cordones con eslabones de hierro forjado que, en años posteriores, fueron sustituidos por Linville, poco a poco, por barras con ojo de acero, permitiendo en consecuencia un aumento de los vanos. El puente más largo de este tipo, con un vano principal de 155 m, se construyó para el ferrocarril en 1876 sobre el río Ohio, cerca de Cincinnati. La viga de un solo vano más larga de aquel tiempo fue una viga de celosía parabólica de 165 m. de un puente, también sobre el río Ohio, en Cincinnati, construido por Bouscaren en 1888.

También se construyeron puentes de ménsulas en EEUU durante el periodo 1877 - 1889, con vanos principales de 65 m. Se montaban utilizando apuntalamientos, por ejemplo el "High Bridge" sobre el río Kentucky y el "puente del río Hudson", en Poughkeepsie.



Diapositiva 79

Puentes de vigas de alma llena y de vigas cajón

Tras el excepcional Britannia Bridge, los puentes de viga de alma llena continuaron teniendo luces de unos 30 m. El desarrollo de la soldadura en la estructura de acero supuso un nuevo impulso. La utilización de la soldadura empezó aproximadamente en 1929 e influyó considerablemente en la construcción de puentes de acero, en particular en los puentes de carretera. Después de algún paso atrás debido a fallos por rotura frágil, en los años 30 , tuvo lugar un aumento muy rápido en el tamaño de los vanos. Un ejemplo típico de grandes vanos es el “puente sobre el Rin” en Bonn (1948) con tramos de 99 + 196 + 99 m (diapositiva 79).

Arco atirantado

Un puente de arco atirantado actúa como una estructura de vigas, que soporta la carga con un comportamiento del arco igual que el cordón superior de una cercha, mientras que la viga del tablero actúa como el cordón inferior. La viga de arco y tablero se conectan sencillamente mediante péndolas y forman una estructura que presenta considerables ventajas constructivas para vanos anchos simples o sometidos a cargas pesadas. Los puentes de arco atirantado se han incorporado a esta sección porque su comportamiento estático principal se asemeja al de las vigas más que al de los arcos, por ejemplo al transmitir las reacciones verticales al estribo cuando son sometidos a cargas verticales.

Estos puentes se utilizaron con frecuencia en el pasado, especialmente para puentes pesados de ferrocarril. Los primeros puentes de gran luz se construyeron en Hamburgo en el sur del Elba (1899), con cuatro tramos de 100 m. En 1906 -1910 en Colonia, se construyó el “puente Hohenzollern” con tramos de 102 + 165 + 102 m (diapositiva 80). Cuando tuvieron que cambiarse las antiguas vigas Lohse en Hamburgo (1915) también se utilizaron puentes de arco atirantados (diapositiva 81).

Puentes atirantados con cables

Del mismo modo que los puentes de arco atirantados, los puentes atirantados con cables



Diapositiva 80



Diapositiva 81





Diapositiva 82

El puente atirantado de cables es el tipo de puente con más reciente desarrollo. Su origen se encuentra en Alemania (en torno a 1950) y el primer puente construido en 1957 fue el “puente Theodor Heuss” en Düsseldorf, con tramos de 108 + 260 + 108m. Un gran número de estos puentes, con diferentes tipos de torre y de diseño de cables, se construyeron a lo largo del Rhin, por ejemplo, con trazado de formas agudas, en Düsseldorf/Oberkassel (diapositiva 82) o en forma de abanico en el puente Norte de Bonn (diapositiva 83).



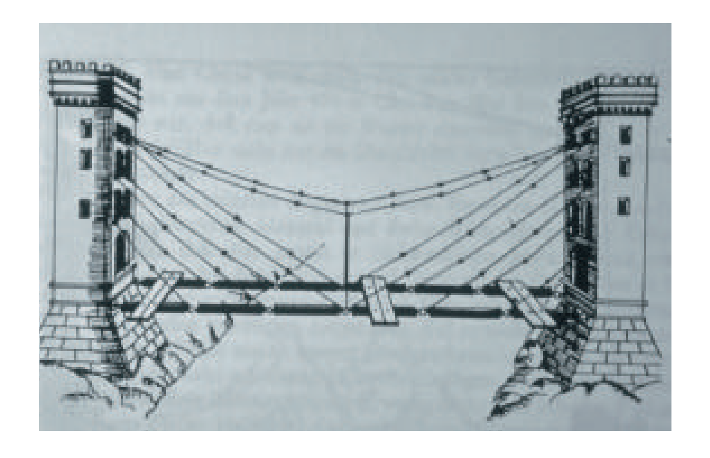
Diapositiva 83

se clasifican dentro del apartado de estructuras de vigas. En realidad se comportan como vigas continuas elásticamente apoyadas, más que como puentes colgantes, aunque a menudo se les considera relacionados con éstos. Los cables inclinados proporcionan un soporte más o menos elástico en puntos individuales a lo largo de la viga del tablero. Esta disposición permite realizar con vigas relativamente esbeltas puentes con una luz considerable. Como resultado de la carga vertical, sólo las reacciones verticales son transmitidas a los estribos.

4. PUENTES COLGANTES

Los predecesores de los puentes colgantes de hierro y acero fueron los puentes para peatones construidos con cuerdas y diferentes materiales en los primeros siglos en China, India y Sudamérica. Los puentes colgantes de cadenas de hierro tienen su origen en China, donde, hace unos 500 años, se construyeron los puentes de este tipo más antiguos que se conocen. Ninguno de ellos estaba rigidizado. Se balanceaban violentamente al paso de la gente y sus tableros delgados se fijaban directamente a las cadenas.

La primera propuesta de un puente colgante de cadenas, con tablero horizontal de paso suspendido de tres cadenas, fue publicada por Faustus Verantius (1551-1617), un académico del Renacimiento, pero, hasta finales del siglo XVIII, no se construyeron tales puentes (diapositiva 84).



Diapositiva 84

El primero de ellos fue construido por James Finley (1762 - 1828) en 1796 en EEUU, seguido por un gran número de puentes del mismo tipo, al haber obtenido éste una patente. Los puentes de Finley eran relativamente estables y, por tanto, podían utilizarse para tráfico rodado.

Puentes colgantes de cadenas

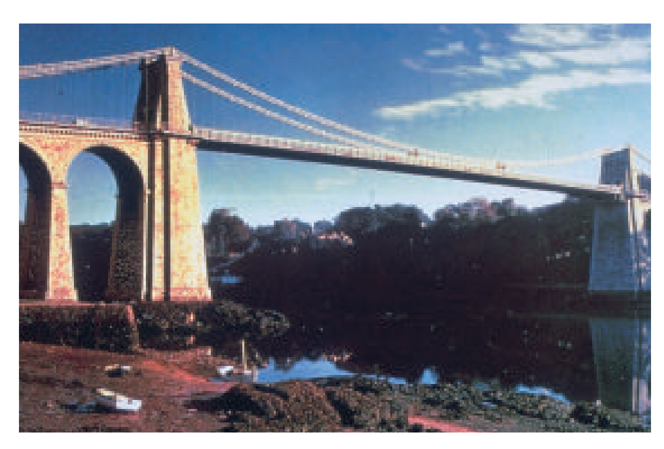
Los primeros puentes colgantes de cadenas en Europa se construyeron en Gran Bretaña. En 1819 Samuel Brown (1776-1852) construyó el “Union Bridge” cerca de Berwick, con una luz de 120 m tras inventar un nuevo tipo de cadena, llamada “barras de ojal”. (Después de este invento, la elaboración de cadenas pasó de la fabricación de cadenas tipo cable de anclaje ordinario en las herrerías a los talleres de forja).

Brown construyó más puentes de cadenas, por ejemplo en 1820/21 el “Trinity Pier Bridge” en Newhaven, cerca de Edimburgo (3 puentes de cadenas en hilera, cada uno con un vano de 64 m) y en 1822/23 el “Chain Pier”, en Brighton, más grande, que fue diseñado como cuatro puentes de cadenas de 78 m de luz, en línea. Este puente sufrió vibraciones inducidas por el viento y fue destruido dos veces durante sendas violentas tormentas.

Es interesente saber que, incluso en 1823, Marc Isambard Brunel (1769-1849), el constructor del túnel del Támesis en Londres y padre del gran ingeniero de ferrocarriles I.K. Brunel, construyó dos puentes de cadenas en la isla de Reunión, que estaban eficazmente rigidizados contra el viento mediante cadenas contracurvadas situadas debajo del tablero del puente.

Un hito en la construcción de puentes lo marcaron los puentes construidos por Thomas Telford, ya mencionado en la sección de puentes en arco.

El puente de cadenas sobre los Menai Straits en el norte de Gales (diapositiva 85),



Diapositiva 85



puente de carretera con una luz libre de 177 m, fue el más largo de la época. Construido de 1819 a 1826 (Telford tenía 60 años cuando se terminó), era una estructura notable que influyó también a Navier cuando estableció su teoría sobre los puentes colgantes. Telford utilizó cadenas de barra de ojal con uniones especiales mejoradas. Cada uno de los dos cables tenía 16 cadenas. En un principio fue construido sin elementos rigidizadores, pero durante el primer año de servicio se reforzó después de que una fuerte tormenta causara grandes flechas de aproximadamente 1 m.

Telford construyó un puente similar, pero con una luz menor, sobre el río Conway cerca del castillo de Conway. Cabe señalar que tanto en Menai Straits como en el río Conway, Robert Stephenson construyó famosos puentes de ferrocarril cerca de los de Telford, unos 25 años después.

El nombre de otro gran ingeniero, Isambard Kingdom Brunel (1806-1859) también está relacionado con los puentes colgantes. Brunel, conocido por su puente Royal Albert, un puente del tipo tubular en Saltash, construyó el “puente colgante Clifton” cerca de Bristol (diapositiva 86). Este puente de cadenas, con una luz de 214 m, no se terminó hasta 1864. Utilizaba las mismas cadenas que el “Puente Hungerford” (luz de 206 m) en Londres, que había construido Brunel en 1845.



Diapositiva 86

Otro ingeniero británico, W T Clark, construyó puentes de cadenas durante este periodo, por ejemplo el “puente Hammersmith” en Londres (1827, luz de 122 m) y el puente sobre el Danubio en Budapest (1845, luz de 203 m).

En Alemania, el puente colgante más antiguo fue el puente de cadenas de Malapane, (Schlesien), construido en 1827 con una luz de 31 m. Le siguió en 1829 el “puente Ludwigs” sobre el Regnitz en Bamberg, con una luz libre de 64 m. Este puente, cuidadosamente proyectado, tiene algún interés ya que causó una profunda impresión al joven Johann Roebling cuando estaba estudiando en Berlín. Posteriormente se convirtió en el más importante ingeniero de puentes colgantes.

Otros antiguos puentes de cadenas, no mencionados aquí de forma detallada, se construyeron en Francia, por ejemplo en París, sobre el Sena, por De Verges (1829, luz de 68 m) y en Langon, sobre la Garona, por P.D.Martin (1831, luz de 80 m). También el checo B.Schnirch construyó puentes de cadenas en Praga (1842, luz de 133 m) y en Viena (1859, luz de 83 m).

Puentes colgantes de cables de alambre

Mientras la construcción de puentes de cadenas continuaba en Gran Bretaña y Alemania, en Francia, Suiza y EEUU empezaban a utilizarse cables de alambre, basados en la experiencia de que los alambres tenían una resistencia considerablemente mayor que las cadenas de hierro. Después de estructuras de prueba construidas por los hermanos franceses Séguin, el ingeniero suizo G.H.Dufour (1787 - 1875) y Marc Séguin (1786 - 1875) construyeron el primer puente colgante de cable de alambre del mundo. Este puente, el “Pont St. Antoine”, situado en Ginebra, era, cuando se construyó en 1823, el primer puente colgante permanente del continente europeo. Seis cables de 90 alambres soportaban cada uno luces de 40 m.

El problema principal en la fabricación de cables de alambre paralelo es garantizar que todos los alambres soportan la misma tracción. Mientras Séguin, más emprendedor que ingeniero, intentó conseguirlo utilizando cables con diferentes curvaturas, Dufour resolvió el problema

pretensando todos los alambres ,de modo que no quedara ninguno destensado. Esto significaba pretensar los cables con un dispositivo especial y, seguidamente, elevarlos a los soportes. La mejor solución, trenzar los cables in situ, alambre por alambre, fue sugerida en un principio por el ingeniero francés L. J.Vicat y el método mecánico de trenzado fue desarrollado por J. Roeblking.

Aunque Séguin fundó una compañía de construcción de puentes y construyó más de 80 puentes colgantes de unos 100 m de luz, el ejemplo más importante de esta generación de puentes de cables de alambre fue construido en 1834 por el ingeniero francés J.Chaley (1795 - 1861) en Gribourg, Suiza. Cruza el valle de Saane en un tramo único de 273 m. Se le llamó el “Grand Pont Suspendu” (diapositiva 87) y fue el puente más largo del mundo hasta que se inauguró el “puente de Ohio” en Wheeling, en 1849. Chaley utilizó 4 cables, cada uno con 1056 alambres, pretensándolos como había hecho Dufour antes que él. Los cables se situaron en el fondo del valle y se elevaron hasta la parte superior de las torres.



Diapositiva 87

Un diseño interesante fue el realizado con una ‘hilera’ de puentes colgantes cruzando el Dordogne cerca de Cubzac (diapositiva 88). Estaba formado por 5 tramos, cada uno con una luz de 109 m. y, además de los cables principales, tenía tirantes fijados a la parte superior de una torre y tendidos, hasta la siguiente torre, a la altura del tablero del puente. Este puente se terminó en 1839 y fue construido por de Verges y Emil Martin.



Diapositiva 88

Después de este periodo, el desarrollo de otros grandes puentes colgantes se trasladó de Europa a Estados Unidos, debido, en parte a la expansión del ferrocarril al oeste del país, y, también, a la emigración de ingenieros europeos a América y la transferencia de conocimiento técnico. Dos nombres dominaron el progreso principal en ese tiempo, Ellet y Roebling. Mientras que Ellet es considerado un ingeniero eficaz y un gran promotor, los Roebling, padre e hijo, con sus excelentes conocimientos científicos y habilidad técnica, imprimieron un impulso importante al arte de construir puentes colgantes.

Charles Ellet (nacido en 1810), de origen humilde, fue un ejemplo de ingeniero hecho a sí mismo. Después de trabajar como ingeniero ayudante y ahorrar dinero, decidió estudiar en Europa en la Ecole Polytechnique de París. Completó con éxito sus estudios y después de ello viajó por Francia, Gran Bretaña y Alemania, visitando los puentes y obras de ingeniería más recientes. A su regreso a EEUU se hizo muy activo como promotor, trabajando en proyectos de grandes puentes colgantes y proyectándolos eficazmente. Durante ese tiempo estableció contacto con J.A. Roebling, quien sugirió colaborar, pero fue rechazado y ello fue el inicio de una rivalidad que duró siempre.

Después de construir varios puentes con éxito, el mayor éxito de Ellet fue el puente colgante sobre el Ohio, cerca de Wheeling.



Terminado en 1849 con una luz libre de 308 m, fue el puente más largo de la época. Los dos cables estaban formados por 6 cuerdas cada uno y cada una de éstas contenía 550 alambres agrupados lado a lado de forma que, si se hacía necesario reforzar el puente para su utilización por el ferrocarril, podían añadirse más cuerdas. Antes de que pudiese ser demolido (no dejaba espacio suficiente para los barcos de vapor) fue destruido en 1855 por una fuerte tormenta. Seis años después fue reconstruido por Roebling.

Puentes Colgantes de Ferrocarril

Antes de hablar en detalle de los Roebling, conviene hacer algunas observaciones sobre el uso de los puentes colgantes para el ferrocarril. El primer intento se realizó en 1830, construyendo un puente de cadenas sobre el río Tees cerca de Stockton, para una prolongación de la línea Stockton-Darlington. La luz libre era de 86 m, la carga permanente calculada 150 toneladas pero se comprobó con decepción que, con menos de la mitad de la carga, las flechas eran inadmisiblemente altas. Este comportamiento se añadió a las reticencias sobre la aptitud de estos puentes para el ferrocarril. Sin embargo, los ingenieros de puentes colgantes en Estados Unidos, como Ellet y Roebling, eran optimistas o estaban incluso convencidos de que se podía conseguir realizar puentes colgantes para el ferrocarril. La primera gran prueba fue el cruce de la garganta del Niágara (véase más abajo). Después de ello, el puente de Brooklyn se diseñó también para soportar el ferrocarril. Desde entonces se han construido muy pocos puentes colgantes para ferrocarril. Una excepción fue el puente de cadenas para ferrocarril construido en Viena por Schnirch sobre el canal del Danubio, con un vano de 83 m (1859).

Los Roebling

Los principales desarrollos en puentes colgantes, hasta los trabajos de los Roebling, los habían realizado ingenieros británicos y franceses. Johann August Roebling (1806 - 1869) nació en Thüringen, Alemania, estudió en la entonces famosa escuela de ingeniería el “Instituto Politécnico Real” de Berlín y emigró en 1831 a Estados Unidos. Allí se convirtió en uno de los más reputados ingenieros en construcción de puentes del continente, así como en el principal fabricante de cables de alambre. Trabajando en un principio como supervisor en empresas de canales, inventó máquinas para fabricar cables con alambres y seguidamente desarrolló una eficaz compañía de cable de alambre que, posteriormente, bajo la dirección de sus hijos, llegó a tener 8000 empleados. Entre 1844 y 1850 construyó 5 pasos Cabak sobre ríos, acueductos, así como un puente de carretera, todos soportados por cables de alambres. Estos acueductos, que transportaban la gran masa de agua del canal en conductos de madera, le convirtieron en un ingeniero notable. Algunos de ellos todavía están en servicio en la actualidad, convertidos en puentes de carretera.

Desarrolló un método de trenzado de cable en el que los alambres eran soportados por una rueda sobre las torres y anclajes. Utilizando este método, el requisito de que todos los alambres estuvieran sometidos a la misma tensión se cumplía de forma natural, dando a cada alambre la misma curvatura (flecha). Los métodos modernos de fabricación de cables de suspensión todavía son, en principio, los mismos. Algunas de las operaciones ejecutadas de forma manual en la época de Roebling se han mecanizado desde entonces.

La idea de que un ferrocarril cruzara la garganta del Niágara (diapositiva 89), cerca de las cataratas, representó un gran reto para los constructores de puentes americanos y europe-



Diapositiva 89

os. Mientras ingenieros europeos como Samuel Brown y Robert Stephenson consideraban que una luz libre de 250 m para la carga del tráfico ferroviario era algo demasiado arriesgado o incluso imposible, los americanos Ellet, Roebling, Serrel y Keefer (todos en competencia) apostaron por el proyecto. El primero que tuvo éxito, consiguiendo el contrato, fue Ellet en 1847, pero sólo construyó un puente provisional para peatones y no pudo realizar un puente de ferrocarril. El siguiente fue Roebling en 1851 y lo consiguió, construyendo un puente de doble tablero para tráfico ferroviario y carretera. La viga era una cercha Howe de madera y los cuatro cables estaban formados por 3640 alambres cada uno. Cuando en 1855 se inauguró el puente, el primer puente de ferrocarril con un vano de 250 m, Roebling se convirtió en un ingeniero muy respetado. Serrel y Keefer construyeron también puentes colgantes sobre el Niágara, el primero un puente de carretera (1851, con una luz de 318 m y destruido en 1861 por una tormenta) el segundo un puente para peatones muy cerca de las cataratas (1868, luz de 388 m) llamado "puente Honeymoon", que también fue destruido por una tormenta en 1889.

Arriba: Diapositiva 90
Abajo: Diapositiva 91

La principal innovación del trabajo de Roebling fue su eficiente diseño conceptual, que prevenía el efecto de las tormentas rigidizando mediante vientos diagonales y vientos adicionales debajo de la carretera. Roebling fue también el primero en construir puentes colgantes con rigidez sistemática de la viga del tablero. Publicó sus teorías, destacando la importancia de considerar los efectos del viento en el cálculo. Resulta sorprendente que, posteriormente, muchos ingenieros olvidaran la importancia de los efectos del viento, culminando en el famoso accidente en Tacoma Narrows en 1940 (véase más adelante).

En el periodo de 1857 a 1866, Roebling construyó el puente colgante Allegheny en Pittsburgh y luego el gran "puente Ohio River" en Cincinnati, con una luz de 322 m, el más largo del mundo cuando se terminó en 1866. En este puente se utilizaron vigas y cerchas de hierro forjado para las viguetas del tablero. Durante la construcción de ambos puentes el hijo de Roebling, Washington A.Roebling (1837-1926) trabajó como ayudante de su padre. El sueño de los Roebling, o más bien su obsesión, era construir un puente sobre el East River, entre Brooklyn y Nueva York. Su idea era un puente colgante para ferrocarril y tráfico rodado con una luz de 486 m. Pero J.A. Roebling no pudo realizar él mismo el proyecto a causa de un accidente mortal en la obra, durante el trabajo de supervisión, sólo 3 años después de obtener el contrato. Su hijo asumió su cargo, pero durante los trabajos en los cajones neumáticos para los cimientos de las torres sufrió un grave ataque de aeroembolismo. Desde entonces quedó inválido, postrado en su cama y afectado por un trastorno nervioso. Llevó adelante el proyecto desde su habitación, situada junto a la obra, observando el avance de los trabajos con unos gemelos desde su ventana.

Su mujer, Emily Warren Roebling dedicó su vida al puente, se convirtió en su ayudante y mantuvo contacto con los trabajadores y los ingenieros asociados. Cuando en 1883 se inauguró el puente de Brooklyn o East River (diapositivas 90 y 91), era




Diapositiva 92

una obra maestra de ingeniería, el mayor puente del mundo. Las torres, de fábrica, tenían una altura de 107 m; los bloques de anclaje pesaban 60.000 toneladas cada uno; cada uno de los 4 cables, con un diámetro de 40 cm, estaba formado por 5358 alambres; estaba rigidizado por una viga de celosía de tablero atirantada por gran número de vientos diagonales.

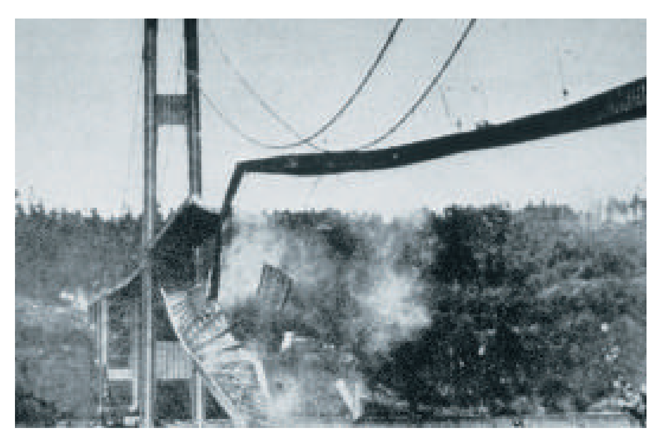
Después de más de 100 años desde su inauguración, el puente de Brooklyn sigue en servicio.

Aumento de las Luces

Después del puente de Brooklyn, que alcanzó una luz de aproximadamente 500 m, las luces de los puentes colgantes siguieron aumentando. Cincuenta años después se habían duplicado.



Diapositiva 93



Diapositiva 94

En 1931, el “puente George Washington” (diapositiva 92) de Nueva York fue la primera estructura con una luz de 1000 m. Othmar H. Amman, un ingeniero suizo emigrado que se convirtió en uno de los mayores constructores de puentes en Estados Unidos, utilizó 4 cables de 91 cm de diámetro de más de 20.000 alambres cada uno. El puente soportaba mayor carga no permanente que cualquier otro, consistente en dos tableros de tráfico y 14 vías, con una luz de 1067 m.

Ciertamente, el más famoso de todos los puentes colgantes es el “Golden Gate” (diapositiva 93) a la entrada de San Francisco. Fue construido por Joseph Strauss en 1937 con una luz de 1281 m. Aparte de la maravillosa forma del puente, es interesante señalar que el color fue objeto de una selección cuidadosa, escogiéndose el “anaranjado Internacional”. El pueblo de San Francisco se ha opuesto encarecidamente a todo intento de cambiarlo.

El “puente Tacoma Narrows” (diapositiva 94) cerca de Seattle, entonces con un vano medio de 853 m, se hizo tristemente famoso cuando se colapsó en 1940 por el viento. El colapso se registró en una película. Los ingenieros, dedicados a cálculos estáticos, realizaron esfuerzos continuos en la construcción de estructuras más económicas y esbeltas, sin prestar atención a las lecciones que había dado Roebling anteriormente sobre la rigidización de los puentes contra el viento. El puente de Tacoma oscilaba con el viento, aunque se habí-

an aplicado correctamente las teorías estáticas, tal como se las conocía entonces. Después de este accidente se revisaron los métodos de cálculo y, como resultado de ello, se desarrollaron nuevas tendencias en el proyecto de puentes colgantes:



Diapositiva 95

- Una tendencia fue adoptada por O.Amman en Estados Unidos cuando diseñó el puente "Verrazano Narrows" (diapositiva 95), la mayor luz de aquel tiempo, 1298 m, cruzando la entrada al puerto de Nueva York. Optó por una viga de cajón muy rígida para resistir las vibraciones torsionales debidas a la influencia dinámica del viento.

- Otra tendencia fue adoptada en Europa, donde el profundo conocimiento de los problemas aerodinámicos llevaron a utilizar tableros similares en su forma a las alas de los aviones. Los puentes más recientes en Gran Bretaña han sido construidos de esta manera y uno de ellos, el "puente Humber", estableció el nuevo récord mundial de luces libres con 1410 m (diapositiva 96).



Diapositiva 96

5. RESUMEN FINAL

- En las primeras construcciones de puentes se utilizaron formas similares a las utilizadas tradicionalmente en estructuras de fábrica y de madera.
- Los importantes desarrollos en el hierro, y seguidamente en el acero, han permitido luces mayores, una mejor eficacia y una mayor elegancia.
- Estos desarrollos se asocian a la mejora del conocimiento del comportamiento estructural y a las mejores propiedades de los materiales.
- La capacidad de los ingenieros para crear nuevos conceptos de cálculo y realizar análisis sofisticados también ha sido crítica en este desarrollo.
- Los desarrollos en la construcción de puentes no han estado faltos de fallos.

6. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Robins, F. W., The Story of the Bridge, Birmingham, Cornish 1948

2. James, J. G., The Evolution of Iron Bridge Trusses to 1850, Transactions of New Common Society, Vol 52 (1980-81), pp 67-101.

3. Walker, J. G., Great Engineers, Academy Editions, London 1987



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.5.1: Introducción al diseño de edificios industriales

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir las razones del uso del acero y presentar las formas comunes de estructuras para edificios industriales.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Lección 1.1:	Introducción al Papel del Acero en la Construcción en Europa
Lección 2.2.1:	Principio de Diseño
Lección 2.3:	Bases para la Determinación de Cargas
Lección 9.12:	Celosías
Lección 16.1.1:	Edificios de Una Sola Planta: Introducción y Estructura Primaria
Lección 16.1.2:	Edificios de Una Sola Planta: Cerramientos y Estructura Secundaria
Lección 16.2:	Análisis de Pórticos: Introducción y Análisis Elástico
Lección 16.3:	Análisis de Pórticos: Análisis Plástico

RESUMEN

Se discuten las razones del amplio uso del acero en edificios industriales. Las ventajas del acero son su alta relación resistencia-peso, la rapidez de montaje y la facilidad de ampliación. El acero se utiliza no sólo en la estructura, sino también para cerramientos.

Se describen los tipos comunes de estructura. Éstos son el pórtico, la viga de celosía y la cercha. Se muestra que la estabilidad general se consigue fácilmente. Se presenta la amplia variedad de perfiles utilizados en edificios industriales. Se identifican los posibles enfoques del análisis global.



1. TIPOS DE EDIFICIOS INDUSTRIALES

Existe una amplia variedad de tipos de edificios, desde grandes estructuras como plantas energéticas y de proceso, hasta pequeñas unidades de fabricación de productos de alta calidad.

El tipo más común es la estructura rectangular simple (figura 1), normalmente de una planta, que proporciona un espacio confortablemente protegido contra la lluvia e inclemencias ambientales para llevar a cabo actividades de fabricación o almacenamiento. Siendo siempre el coste inicial una consideración predominante, con un presupuesto razonable puede conseguirse un edificio con buena apariencia y con requisitos de conservación moderados. Aunque la facilidad de ampliación y la flexibilidad son características deseables en una construcción, el coste inicial, por lo general, limita los elementos útiles que pueden incluirse en el proyecto para cubrir estas necesidades potenciales. A pesar de que se puede conseguir abaratar el coste de futuras modificaciones específicas mediante las previsiones adecuadas, por ejemplo evitando el uso de estructuras de pórtico terminal (figura 2), los cambios en los procesos de fabricación o en el uso del edificio pueden alterar las modificaciones previstas.

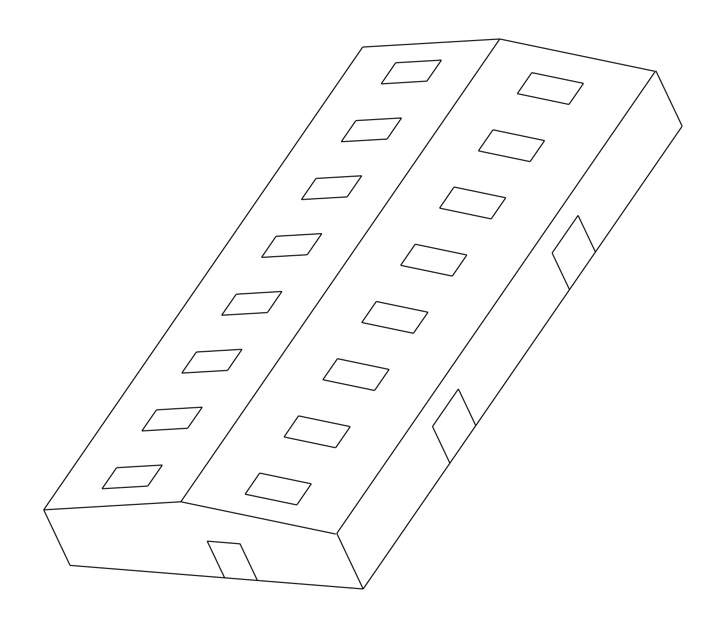
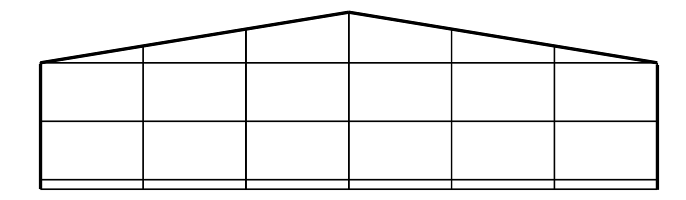


Figura 1 Típico edificio industrial

Cuando, por razones de prestigio, el presupuesto es más generoso, una forma de planta compleja o una disposición de estructura inusual pueden producir un edificio arquitectónicamente significativo.

Aunque muchas características son comunes a todos los edificios industriales, en esta lección se tratan principalmente los edificios de una planta, de construcción y forma sencillas.



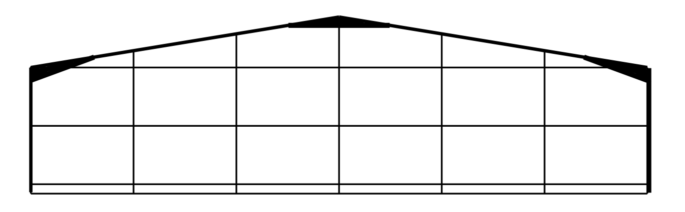


Figura 2 Testeros

2. ESTRUCTURA DE ACERO PARA EDIFICIOS INDUSTRIALES

Comparado con otros materiales, en particular con el hormigón armado o pretensado, el acero presenta importantes ventajas. Su alta relación resistencia-peso y su alta resistencia a la tracción y a la compresión, permiten la realización de edificios relativamente ligeros.

La estructura de un edificio de acero, especialmente de un edificio industrial, se monta y se cubre rápidamente, proporcionando el envoltorio contra la intemperie que permite realizar la instalación de suelos, servicios y acabados interiores en una fase temprana. Puesto que el plan de construcción se ajusta siempre a la fecha de entrega fijada en la programación de producción, el tiempo ahorrado en la construcción, normalmente, es muy valioso.

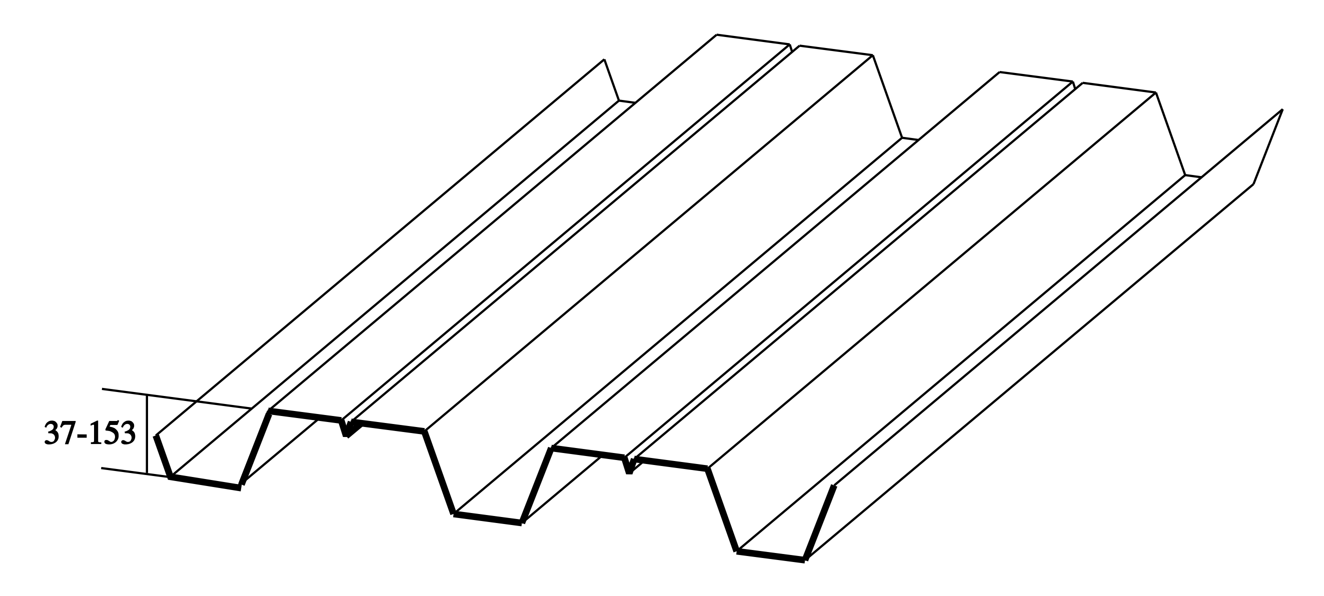


Figura 3 Cerramiento

El acero es, por lo tanto, el material más adecuado para cubiertas de gran luz en las que el peso propio es de primera importancia. Asimismo, los edificios de acero pueden modificarse para adaptarlos a ampliaciones o cambios de utilización, debido a la facilidad con la que pueden unirse perfiles de acero a las obras existentes.

El acero no sólo es un material versátil para la estructura de un edificio, sino que además existe una amplia variedad de cerramientos que logran la resistencia mediante el plegado de chapas finas para crear formas perfiladas (figura 3). Los sistemas de cerramientos con aislamiento, dotados de recubrimientos especiales, se utilizan ampliamente en la actualidad para el cerramiento de cubiertas y muros laterales. Tienen magnifico aspecto y durabilidad y se pueden instalar rápidamente.

En un ambiente cerrado y seco, el acero no se oxida y sólo necesita protección contra la corrosión durante el periodo de montaje. Para otros ambientes, hay sistemas de protección disponibles que, dependiendo del coste y de la conservación apropiados, previenen adecuadamente la corrosión.

Normalmente, las naves industriales están exentas de requisitos de protección contra el incendio de la estructura. El incendio no debe extenderse más allá de los límites del edificio como resultado del colapso de la estructura. Este requisito puede cumplirse previendo muros cortafuegos y mediante la interacción que surge en la práctica entre las bases y los pilares que los soportan.



3. ELECCIÓN DE UN EDIFICIO INDUSTRIAL

Un futuro propietario puede tener una memoria detallada de proyecto relativa a la construcción de plantas industriales situadas en cualquier lugar. Más frecuentemente, el propietario se ayuda en la elección de un edificio adecuado elaborando una lista detallada de requisitos, a partir de la cual pueda prepararse una memoria del proyecto. Deben decidirse, en primer lugar, las opciones iniciales en lo referente a la ubicación preferida, la adquisición del solar y las necesidades ambientales. Deben definirse las dimensiones principales, la operación de proceso, la disposición de la planta, las necesidades de cimentación, los sistemas de manipulación, la iluminación diurna, el control medioambiental, las rutas de servicio, el nivel de personal y el acceso.

La selección preliminar debe efectuarse entre un edificio especialmente pensado para el propietario, una nueva fábrica construida en gran medida con componentes estructurales normalizados, o la adaptación de un edificio existente. La última opción puede ser una unidad construida como desarrollo especulativo, o una unidad que ha quedado vacante.

La situación de los pilares interiores y la altura interior son siempre importantes y la exclusiva consideración de estos requisitos puede determinar la selección. La ventaja de tener libertad para planificar el edificio, ajustándolo estrictamente a los requisitos y prever un desarrollo futuro, es considerable. No obstante, salvo que existan razones excepcionales, como la permanencia de un uso específico, no conviene diseñar un edificio industrial exclusivamente para un solo tipo de actividad, puesto que las características especiales apropiadas para aquella pueden dificultar nuevos desarrollos.

4. FORMAS DE LOS EDIFICIOS INDUSTRIALES

Por su economía, la forma más utilizada es el pórtico con cubierta inclinada, basado en rótulas, de una o múltiples naves, típicamente con luces de 20-30 m y 6 m entre pórticos (figura 4). Los elementos utilizados normalmente son perfiles, laminados en caliente o en frío, o vigas de chapa soldadas.

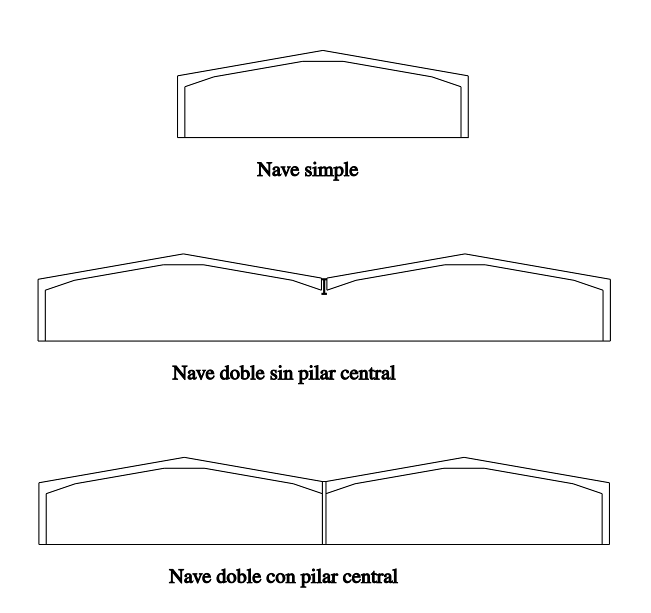


Figura 4 Pórticos típicos

En los últimos años se ha incrementado el uso de vigas armadas. Este incremento es el resultado del progreso alcanzado en la automatización de la soldadura y en la posibilidad de adaptar la sección a las fuerzas internas.

Puesto que los pilares internos anulan un espacio apreciable a su alrededor, su separación puede incrementarse utilizando vigas celosía longitudinales para soportar las cerchas del pórtico. Para este tipo de cubierta, normalmente el cerramiento es de panel metálico aislante, que puede también utilizarse en la parte superior de los muros laterales. La iluminación con luz natural se obtiene mediante elementos translucidos perfilados en la cubierta.

Cuando se usan perfiles laminados en caliente, normalmente se prevén cartelas (figura 5) en los aleros y dinteles. Estas ménsulas aumentan el canto del perfil, reduciendo las fuerzas de los tornillos. Extendiendo las zonas reforzadas a lo largo de las cerchas, la viga se refuerza y rigidiza.

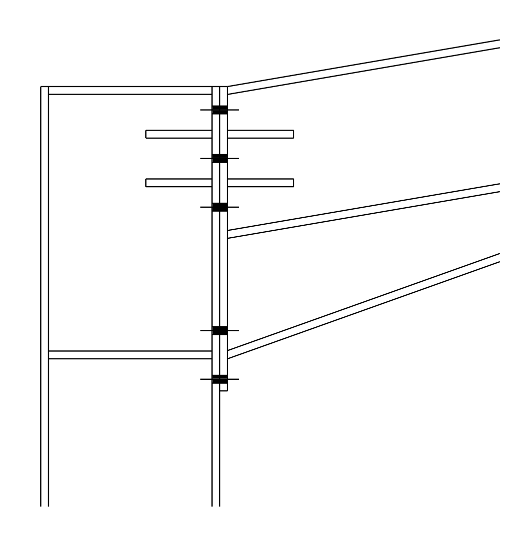


Figura 5 Unión dintel-pilar del pórtico

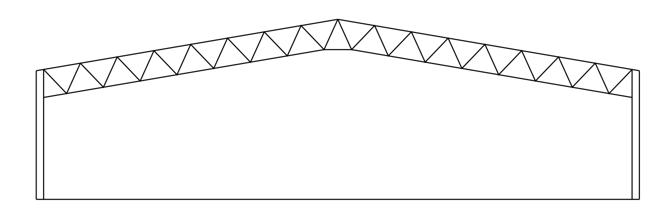


Figura 6 Estructura de viga de celosía

Las vigas de celosía (figura 6) son más ligeras que las cerchas de los pórticos, pero la mano de obra adicional incrementa los costes de ejecución. Basándose solamente en requisitos estructurales, los sistemas de celosía resultan económicamente efectivos para luces superiores a 20 m. Pueden utilizarse cerchas para estructuras que soportan puentes grúa pesados (figura 7).

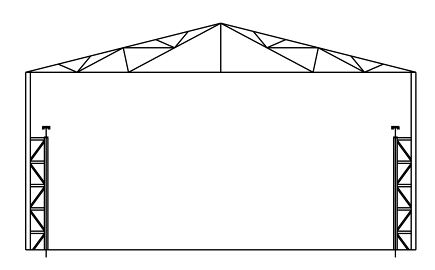


Figura 7 Pórtico con soporte y cubierta formadas por celosías

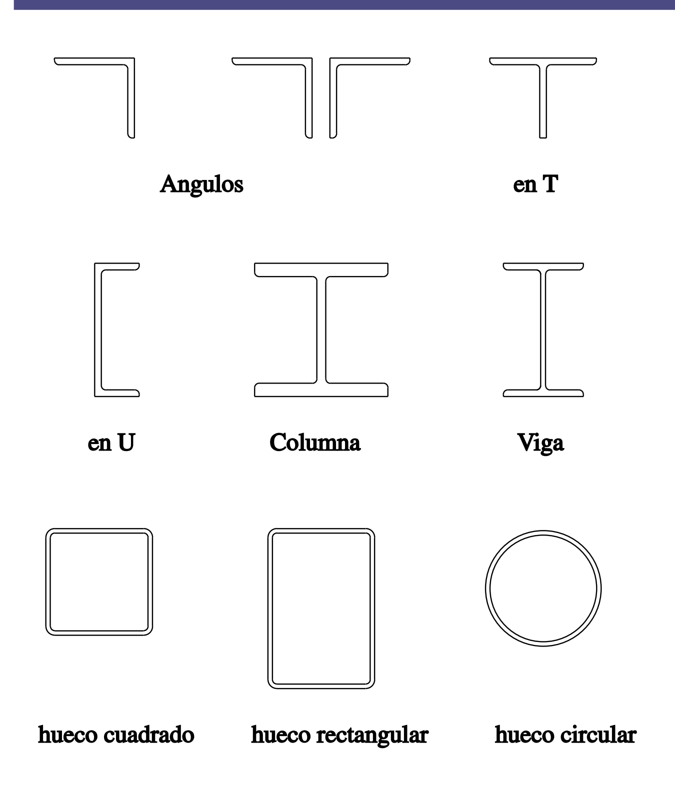


Figura 8 Perfiles estructurales

Existe disponible en el mercado una amplia variedad de perfiles estructurales para vigas de celosía y cerchas, incluidos los angulares simples, los angulares adosados, los perfiles en T, los perfiles en H o los perfiles huecos (figura 8). Para cargas ligeras pueden utilizarse como vigas perfiles en frío con barra de refuerzo como alma (figura 9).

Los inconvenientes de las cubiertas inclinadas de naves múltiples se derivan de la necesidad de la utilización de canalones y bajantes internos para la recogida del agua de lluvia, que constituyen una posible fuente de goteras, y, además, dificulta el acceso a instalaciones de la planta montadas externamente en la cubierta.

La forma de cubierta más versátil es la nominalmente plana, sellada por una membrana aislante sobre panel metálico (figura 10). Esta forma permite una amplia libertad en la planta y elimina la necesidad de canalones internos, aun-

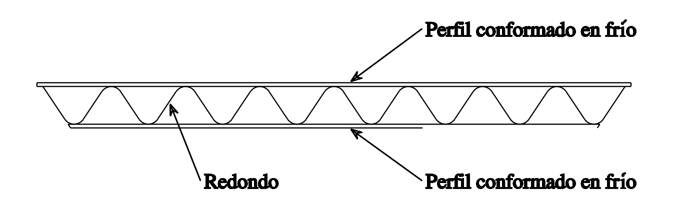
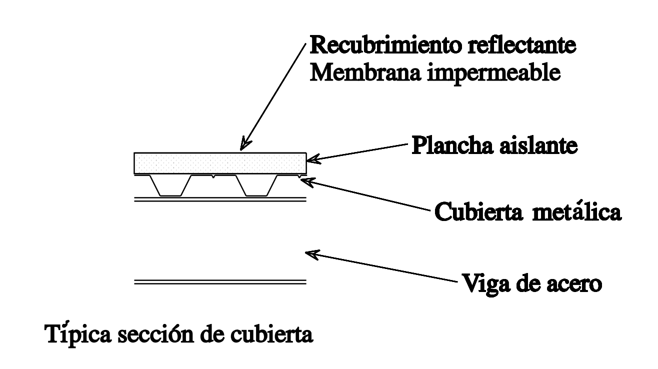


Figura 9 Viga celosía ligera

que puede ser necesaria alguna forma de eliminación interna de agua de lluvia si la extensión de la cubierta es grande. El montaje y la protección contra la intemperie de las instalaciones situadas en la cubierta resultan sencillos y el acceso a ellas resulta fácil.

Las cubiertas planas pueden estar soportadas mediante correas laminadas o conformadas en caliente sobre vigas principales en I o vigas de celosía. En estructuras menores, el panel puede ir directamente de una viga a otra, sin necesidad de correas.



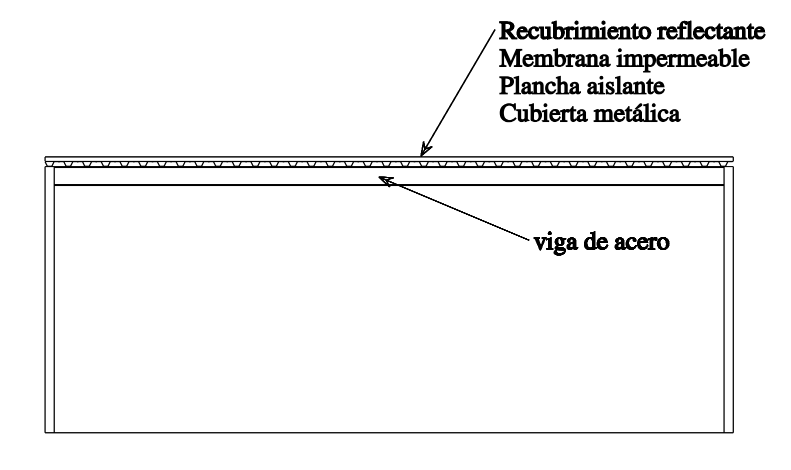


Figura 10 Cubierta plana de chapa

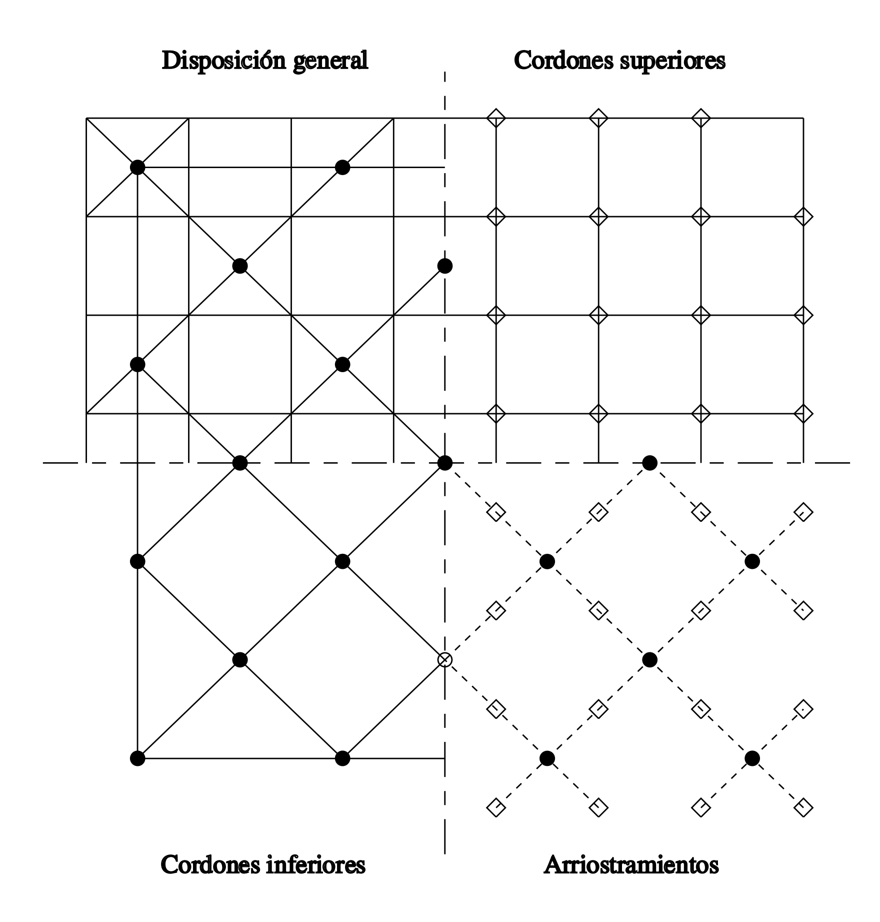


Figura 11 Estructura espacial de emparrillado de doble capa

Para cubiertas planas, cuando las instalaciones de servicios tienen cierta entidad y hay muchas instalaciones exteriores en la cubierta, puede resultar muy adecuado la utilización de vigas alveoladas, que, por cierto, tienen un momento resistente superior que las vigas en I, o de una estructura espacial de doble capa (figuras 11 y 12). Una estructura bidireccional distribuye las cargas locales mejor que cualquier otra. El soporte para el panel de la cubierta lo proporciona directamente la capa superior, y el soporte para los servicios la capa inferior de la parrilla.

La iluminación con luz natural en las cubiertas planas resulta costosa, ya que es precisa la utilización de cúpulas o lucernarios. Las cubiertas planas son más frecuentes en construcciones industrias en las que la necesidad de luz natural es mínima.

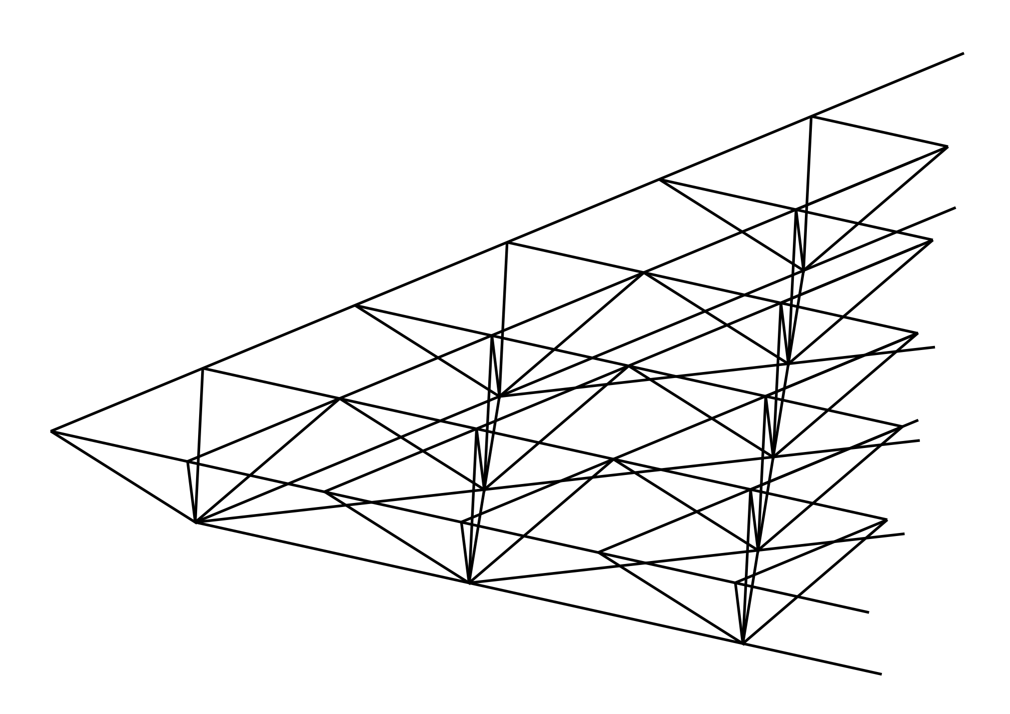


Figura 12 Estructura espacial de emparrillado de doble capa



5. LA ESTABILIDAD DE LOS EDIFICIOS INDUSTRIALES

Es esencial determinar las cargas aplicadas a la estructura y establecer las líneas de carga desde el cerramiento a las correas y carriles laterales, a través de las estructuras principales, y hasta los cimientos. Estas cargas vienen determinadas por la carga permanente, las cargas del viento y nieve, a veces, las de grúas o impactos causados por carretillas elevadoras.

La resistencia general de los edificios industriales sencillos de una planta se consigue con facilidad. Uno de los atractivos de las construcciones de pórticos consiste en que la estabilidad en el plano procede de la rigidez de las uniones de los pórticos. Por lo tanto, el arriostramiento entre pórticos sólo es necesario en línea con el correspondiente arriostramiento de las cerchas del plano de cubierta.

Para edificios bajos, puede ser suficiente arriostrar tan solo el extremo de una nave. En edificios mayores puede ser necesario arriostrar dos o más naves.

El arriostramiento de cerchas por sí mismo proporciona un freno a las cabezas de los pies derechos. Las naves de extremos arriostrados proporcionan puntos de anclaje a los que se fijan los tirantes longitudinales estabilizadores de las cerchas, que, por lo general, son las correas. Durante el montaje, el arriostramiento facilita el aplomado y escuadrado del edificio y proporciona la estabilidad esencial.

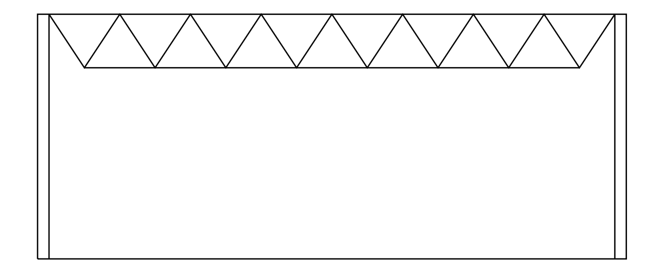


Figura 13 Viga de celosía y columnas

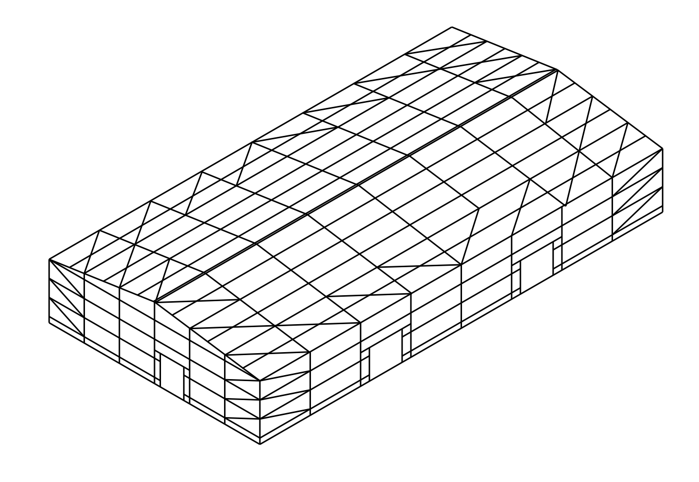


Figura 14 Sistemas de arriostramiento

En las estructuras con vigas de celosía (figura 6), la estabilidad en el plano puede obtenerse conectando los brazos superiores e inferiores al pilar.

Si el edificio tiene cerchas de celosía de cubierta (figura 7) o si sólo los cordones superiores de las vigas de celosía están conectados al pilar (figura 13), la estructura está efectivamente articulada al nivel de los aleros. Para proporcionar estabilidad en plano, deben fijarse también las bases de los pilares o disponerse vigas longitudinales en el plano de cubierta (figura 14). Estas vigas se extienden entre los extremos de los testeros, y deben arriostrarse adecuadamente. Si el edificio es largo o está dividido por juntas de dilatación, el arriostramiento longitudinal puede no ser viable y los pilares deben tener bases fijas.

Los edificios con vigas de celosía o cerchas deben arriostrarse también para conseguir estabilidad longitudinal.

Los elementos de arriostramiento de edificios industriales suelen ser tubos estructurales, perfiles laminados o ángulos.

En presencia de grúas, los requisitos de estabilidad deben examinarse más detalladamente pues el movimiento longitudinal y transversal de la grúa aumenta los esfuerzos en los sistemas de arriostramiento.



6. ANÁLISIS GLOBAL

La estructura puede tratarse como sistema bidimensional o tridimensional.

Los sistemas de arriostramiento se analizan como si fueran articulados. Cuando se utiliza arriostramiento transversal, p.e. vertical, se supone que sólo son efectivos los elementos a tracción (las barras comprimidas se supone no son efectivas debido al pandeo).

La selección del método de análisis global, plástico o elástico, de los pórticos en los estados límites máximos depende del tipo de sección transversal.

En la figura 15 se facilita un ejemplo del mecanismo de colapso plástico de una estructura con ménsulas. Los edificios con grúas deben analizarse siempre con el método elástico. El análisis elástico debe utilizarse siempre para determinar las flechas bajo cargas de servicio.

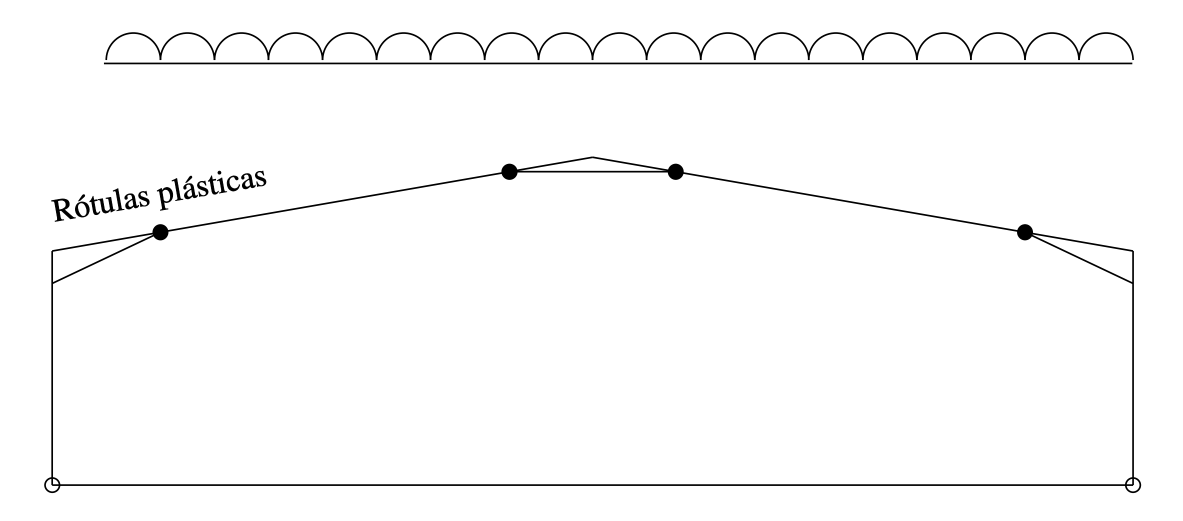


Figura 15 Mecanismo de colapso plástico

7. RESUMEN FINAL

- La construcción metálica se emplea ampliamente para edificios industriales, e incluye los elementos estructurales (como marcos, correas, carriles laterales) y los sistemas de cerramiento.
- La estabilidad general se obtiene de la rigidez de las uniones y utilizando sistemas de arriostramiento.
- Los edificios pueden analizarse utilizando un esquema bidimensional o tridimensional y un análisis elástico o plástico, según sus secciones transversales.
- Hay disponible una amplia variedad de formas laminadas en caliente para barras estructurales. Con perfiles armados se puede obtener una mayor flexibilidad. Las correas y carriles laterales pueden realizarse con perfiles laminados en frío.



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.5.2: Introducción al diseño de edificios industriales singulares



OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir las características principales del proyecto de edificios industriales singulares.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Lección 2.5.1: Introducción al Proyecto de Edificios Industriales

RESUMEN

Los edificios industriales singulares son de dos tipos: aquéllos cuya construcción es poco habitual y aquéllos que se proyectan para una industria especial. Algunas funciones, como los métodos de manipulación, mantenimiento y protección contra incendios, se comentan brevemente. Se presentan ejemplos de edificios específicos como plantas energéticas, hangares, etc.



1. TIPOS DE EDIFICIOS INDUSTRIALES SINGULARES

Los edificios industriales singulares son de dos tipos: aquéllos cuya construcción es poco habitual y aquéllos otros que se proyectan para una industria especial. La característica principal de tales edificios es que se proyectan invariablemente para un propósito o proceso particular y, en consecuencia, resulta prácticamente imposible adaptarlos a otra clase de utilización.

Entre los primeros se encuentran los edificios industriales que, por razones de prestigio más que económicas, emplean formas estructurales inusuales, que proporcionan una expresión arquitectónica que contribuyen a la calidad visual del edificio. Al ser únicos, estos edificios no pueden considerarse genéricamente. Más adelante, en esta lección, se describen brevemente algunos ejemplos.

Entre los edificios proyectados para industrias específicas figuran las plantas de industria pesada, hangares para aeronaves, plantas energéticas, acerías y fábricas de cerveza. Muchos de estos edificios presentan características similares cuyos principios se consideran a continuación.

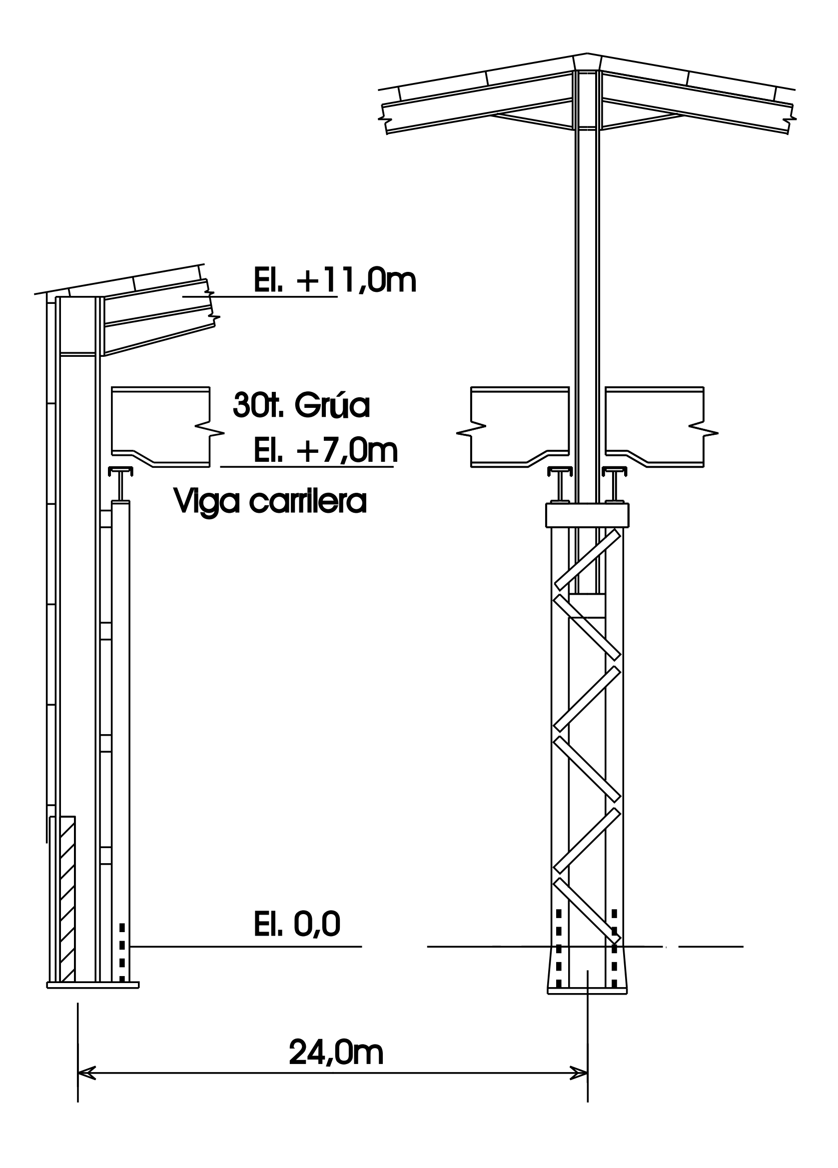


Figura 1 Columnas compuestas

2. MÉTODOS DE MANIPULACIÓN

Las grúas móviles con capacidad de 10 toneladas o más son una característica de las plantas de industria pesada y las plantas energéticas. Requieren soportes compuestos y vigas-carril para soportar las cargas verticales y de choque (figura 1). Las grúas móviles ligeras con capacidades de 1 a 5 toneladas son habituales en los hangares para aeronaves y las industrias ligeras. Pueden ir unidos a la estructura de la cubierta y proyectarse con soportes múltiples para una cobertura amplia, o pueden disponerse para transporte lateral de nave a nave (figura 2). La flexibilidad de la cubierta puede adquirir importancia para las grúas montadas en cubiertas que se utilicen para operaciones de montaje.

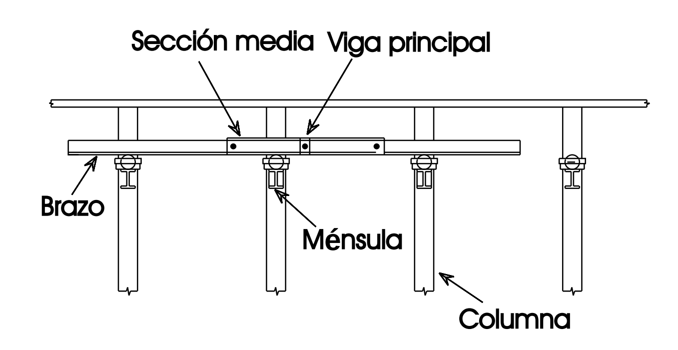


Figura 3 Grúa sin carril

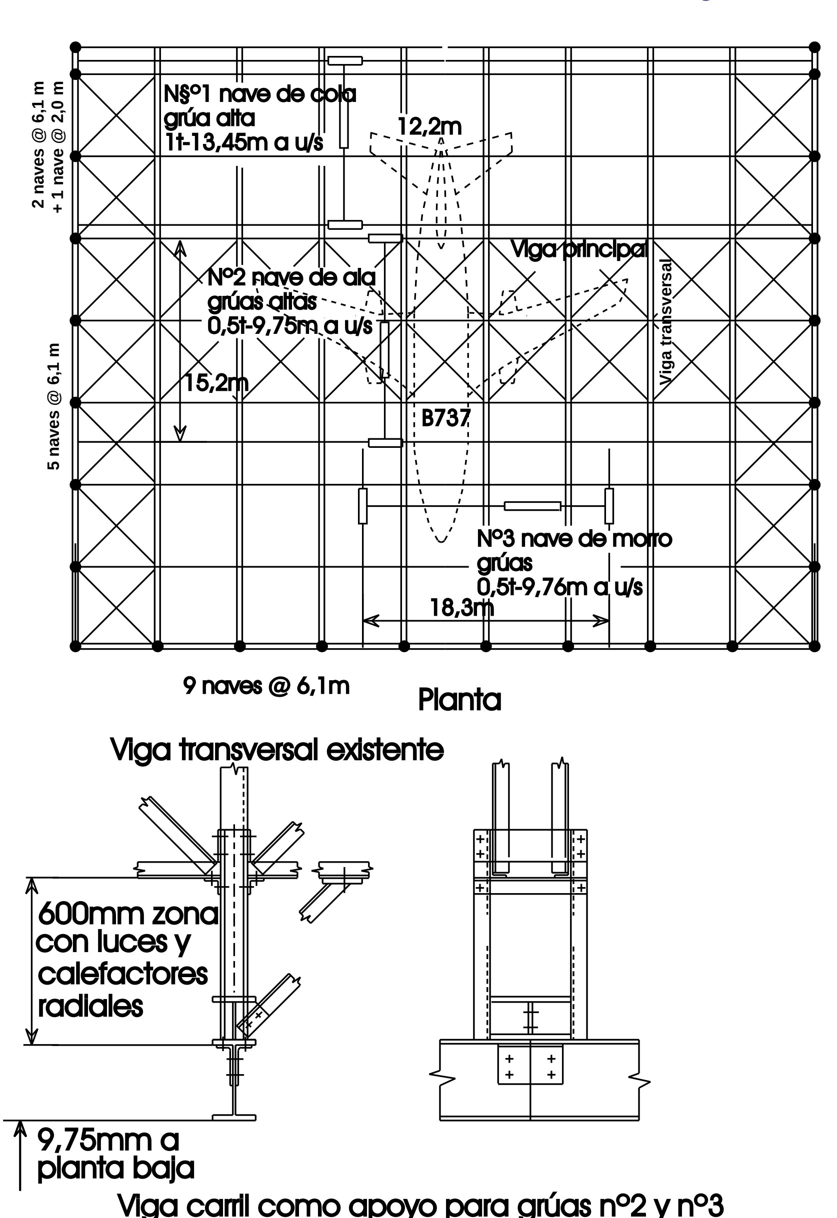


Figura 2 Instalación de grúa colgante en hangar existente

Hace algunos años se desarrollaron las llamadas grúas "sin carril".

El concepto de "sin carril" invierte el principio de grúa móvil. Se montan carriles cortos en los carros de traslación. Estos carriles discurren a lo largo de una serie de ruedas estacionarias. Los carriles se proyectan para ser algo más largos que la distancia máxima entre tres puntos de apoyo adyacentes, de forma que la grúa esté siempre soportada por al menos dos ruedas en cada lado (figura 3). Como resultado de esta concepción, la vía larga convencional para la grúa se hace superflua. Las ventajas de esta concepción innovadora vienen del ahorro en los costes de la estructura metálica del edificio (hasta un 20%) y en la manipulación de material. Son factibles las "vías", para el movimiento de la grúa, que se cruzan unas con otras.

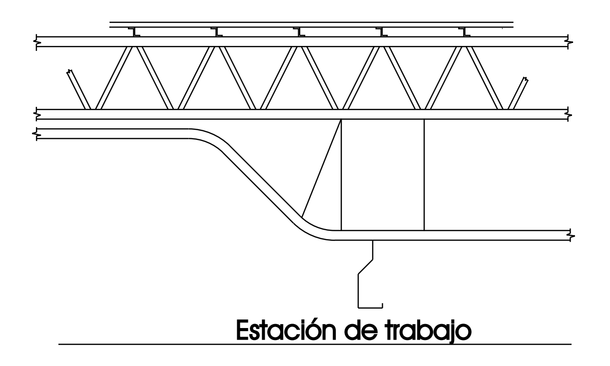


Figura 4 Sistema transportador

Las cintas transportadoras pueden montarse en el suelo o en la cubierta. Las cintas para montaje pueden cargar pesos considerables y, necesariamente, estar suspendidas de la cubierta (figura 4). Los sistemas mecánicos de transporte de rodillos se utilizan también para el transporte de elementos voluminosos y, por lo general, se montan en el suelo.

Como resultado de los avances en su concepción, en la actualidad son muy comunes los vehículos de transporte motorizados, incluidas las carretillas elevadoras. Su principal influencia en el proyecto afecta a la calidad del suelo y a la altura.

El apilamiento automático de palets mediante carretillas de horquilla elevadora, especialmente proyectadas, puede requerir un control muy estricto del trabajo de taller y del montaje de estanterías y bastidores de apilamiento. Los bastidores pueden incorporarse a la estructura del edificio (figura 5).

Guía superior 12,0m - 30,0m

Horquilla elevadora

Carril inferior

Vista frontal

Horquilla elevadora

Vista lateral

Figura 5 Rack de almacenamiento paletizado

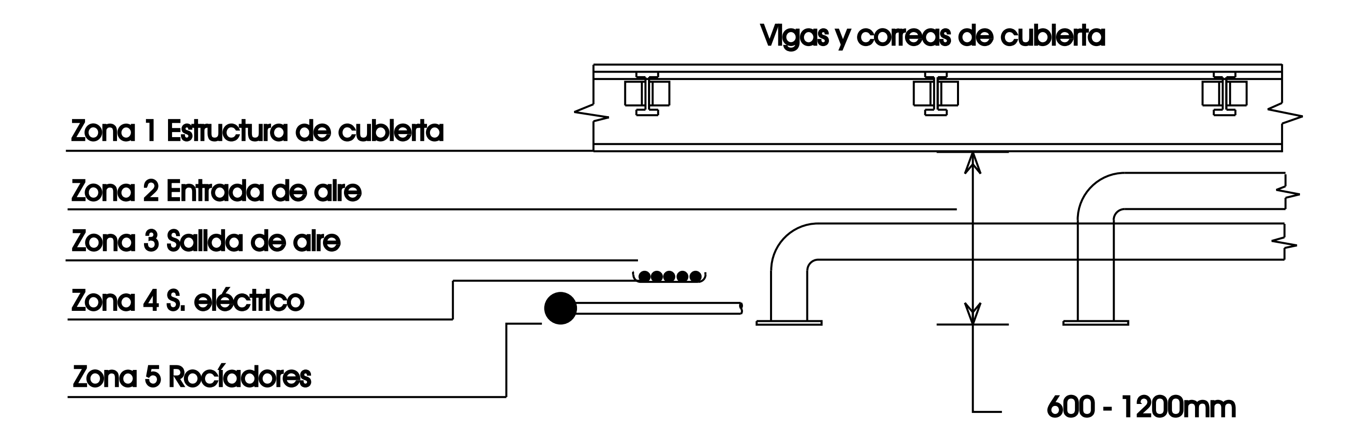
3. ILUMINACIÓN NATURAL

Pocas industrias presentan en la actualidad necesidades particulares en cuanto a iluminación natural, ya que a menudo se prevé el trabajo a turnos. La iluminación natural a través de paredes y cubierta se describe, las más de las veces, como un porcentaje de la superficie del plano: un 5% da suficiente luz para un almacén y un 20% para un proceso de trabajo. Generalmente se utiliza algún sistema artificial para establecer un nivel conveniente de iluminación, y se puede prever la iluminación natural a efectos de confort visual o para obtener un efecto arquitectónico.



4. SERVICIOS

La cantidad de servicios puede variar en diferentes partes del edificio, desde una norma estricta de climatización apropiada para una “dependencia limpia”, hasta conducciones de proceso extensivo. El apoyo y paso de los servicios puede verse facilitado u obstaculizado por la estructura de cubierta (figura 6). La calefacción de estructuras altas de una sola planta constituye siempre un problema, particularmente cuando la seguridad contra el incendio exige un control estricto sobre la temperatura de la fuente de calor. Inevitablemente, las previsiones de grúas, iluminación, calefacción y servicios tales como aire y energía eléctrica entrarán en conflicto. Cada una de ellas influye en la concepción de la construcción. A veces, si los servicios son particularmente extensivos, resulta ventajoso utilizar una forma estructural que proporcione un apoyo abundante para ellos.



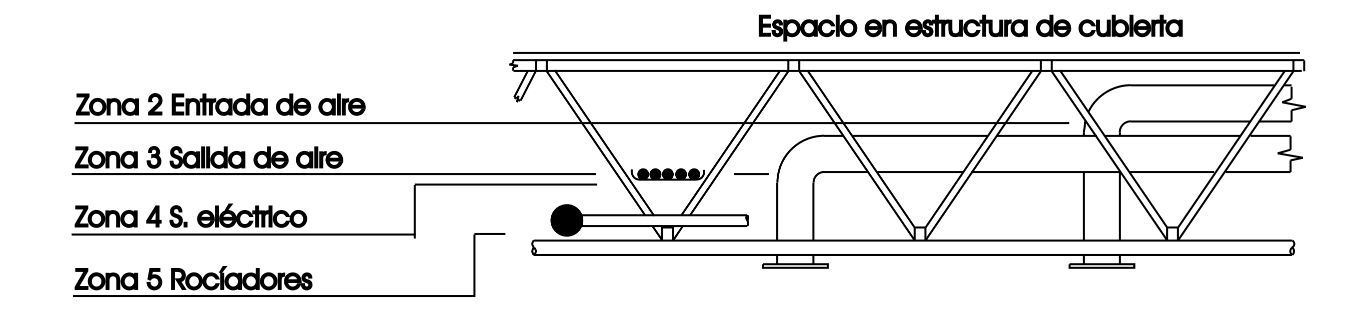


Figura 6 Servicios auxiliares en estructura de cubierta

5. CARGAS ESPECIALES EN CUBIERTA

Aunque en el diseño de la cubierta de las fábricas modernas suele preverse una carga nominal general para servicios y una carga puntual en los miembros principales, esta previsión puede ser insuficiente en edificios especiales. La carga de la cubierta puede determinarse previendo futuros posibles cambios que pudieran introducirse en el proceso para el cual se ha proyectado el edificio, o para desarrollos de los métodos de manipulación o plataformas de acceso, proyectadas para mejorar la productividad. Estas disposiciones pueden causar cargas importantes en la cubierta. Aunque no es posible tener en cuenta todas las modificaciones que pueden influir en el diseño del edificio sin incurrir en grandes costes adicionales, resulta mucho más económico incorporar una resistencia añadida a un edificio en la fase de proyecto, que después de finalizada su construcción, en particular si el uso intensivo del edificio entraría en conflicto con la operación de refuerzo. La capacidad de la estructura para distribuir lateralmente cargas locales puede influir en la elección de la estructura. Las estructuras tridimensionales, por ejemplo, tienen capacidades excepcionales a este respecto.



6. MANTENIMIENTO

Todo material utilizado en construcción tiene una vida limitada que, por lo general, puede prolongarse con un mantenimiento apropiado. El mantenimiento será de particular importancia en edificios especiales. El proyecto del edificio debe prever un acceso adecuado para el mantenimiento que se precise. Éste puede entrar en conflicto con el uso previsto del edificio, lo que ocurrirá fácilmente si el uso de éste es intensivo; si el mantenimiento requiere desmontar equipos o izarlos, o se precisan hacer radiografías y, por consiguiente, es preciso despejar áreas por seguridad.

El mantenimiento de la cubierta es de particular importancia. Las posibles consecuencias de una acumulación excesiva de agua en la cubierta, debida a un posible atasco de las bajantes, o a emisiones del proceso, o a lluvias torrenciales nieve o granizo deben considerarse cuando se decida el tipo de cubierta. Debe considerarse asimismo el posible deterioro de la superficie de la cubierta debido al clima o a emisiones agresivas.

7. PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS

Debido a las características de la actividad que deba realizarse en el edificio, puede ser preciso adoptar medidas excepcionales respecto a la prevención de incendios y explosiones, a la protección contra el incendio y a la limitación de daños. Pueden ser necesarias instalaciones de rociadores de capacidad excepcional, así como dispositivos de inyección de dióxido de carbono.

La explosión de polvos representa un riesgo en procesos que dependen del transporte, mediante cinta o conducto de aire, de polvos finos. El control de los resultados de una explosión se consigue a menudo situando estratégicamente paneles anti explosión. Las explosiones de gas pueden ser mucho más destructivas y difíciles de controlar.



8. ALGUNOS EJEMPLOS DE EDIFICIOS ESPECIALES

8.1 Centrales térmicas de carbón

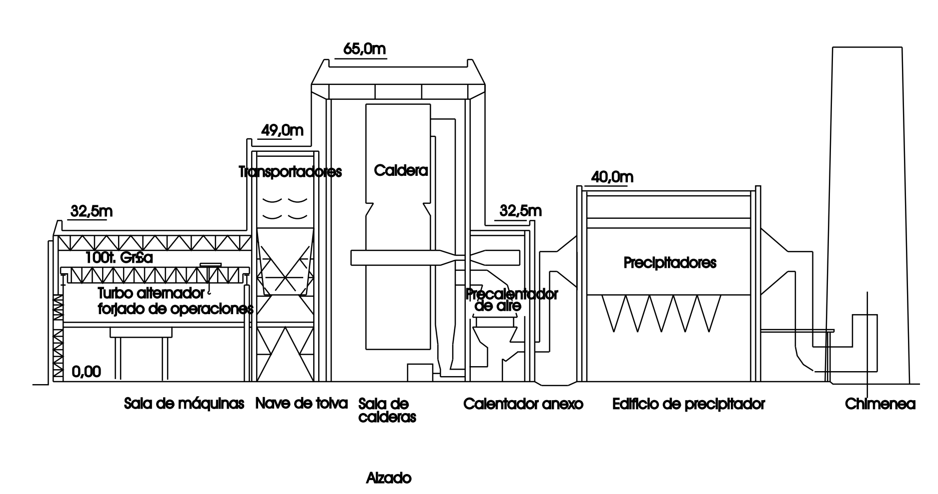


Figura 8 Central térmica de carbón: alzado

Central térmica típica de tamaño medio (figuras 7 y 8) consiste en una sala de turbinas con una luz de 38,6 m. flanqueando una nave de silos de 13 m de luz, junto a una sala de calderas de luz 31,5 m. y un edificio de precalentadores de aire de 12m de ancho. La altura de la sala de turbinas es normalmente de 30 m, y está determinada por los requisitos de mantenimiento de las turbinas y generadores. La altura de la nave de silos, en la que se almacena combustible para varias horas, y la de la sala de calderas, son similares y vienen determinadas por la altura de la caldera y el tamaño de los silos de combustible, siendo típicamente de 60 m. La longitud del edificio depende del número de generadores instalados, cada uno con su propia caldera.

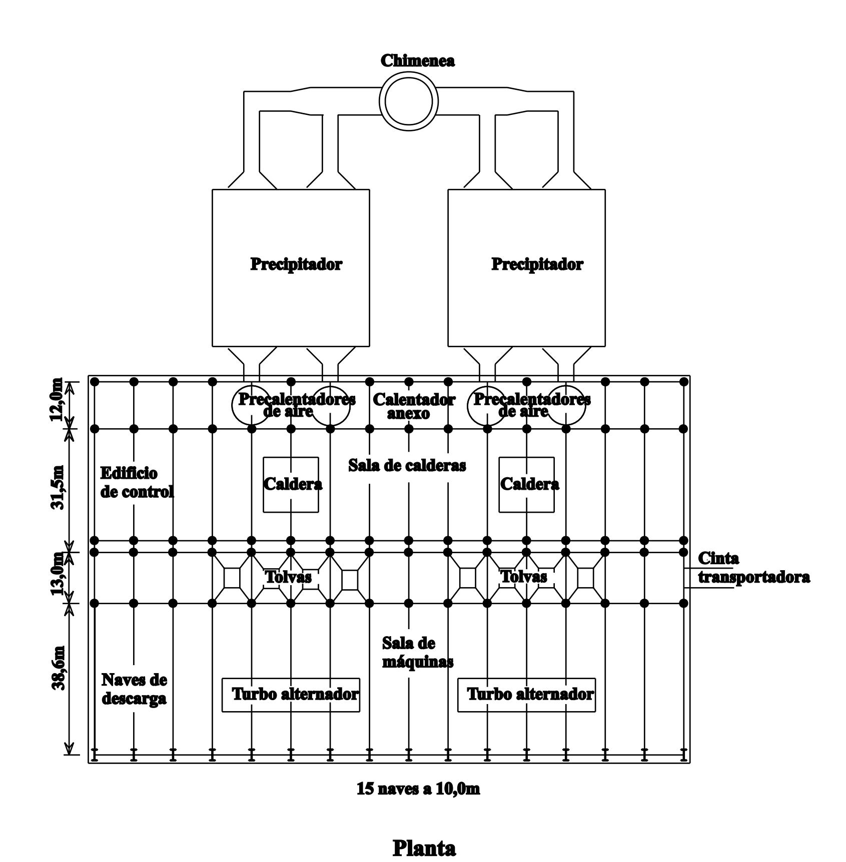


Figura 7 Central térmica de carbón

Este tipo de planta energética se construye casi totalmente con estructura y revestimiento de acero. Se elige la construcción en acero porque la realización de la sala de calderas se encuentra siempre en el camino critico crítico del programa de ejecución. La ejecución de la estructura, proyectada para adaptarse a la caldera y de la cual se suspende ésta, es el elemento central del programa. Los puntales de la estructura de la caldera, a menudo en número de seis, son generalmente de perfil compuesto en H y soportan cada uno 1000 toneladas; la caldera va suspendida de vigas armadas que se extienden sobre los puntales. La estructura de acero externa de la sala es relativamente ligera y se apoya principalmente en la estructura de la caldera, que también refuerza al edificio.

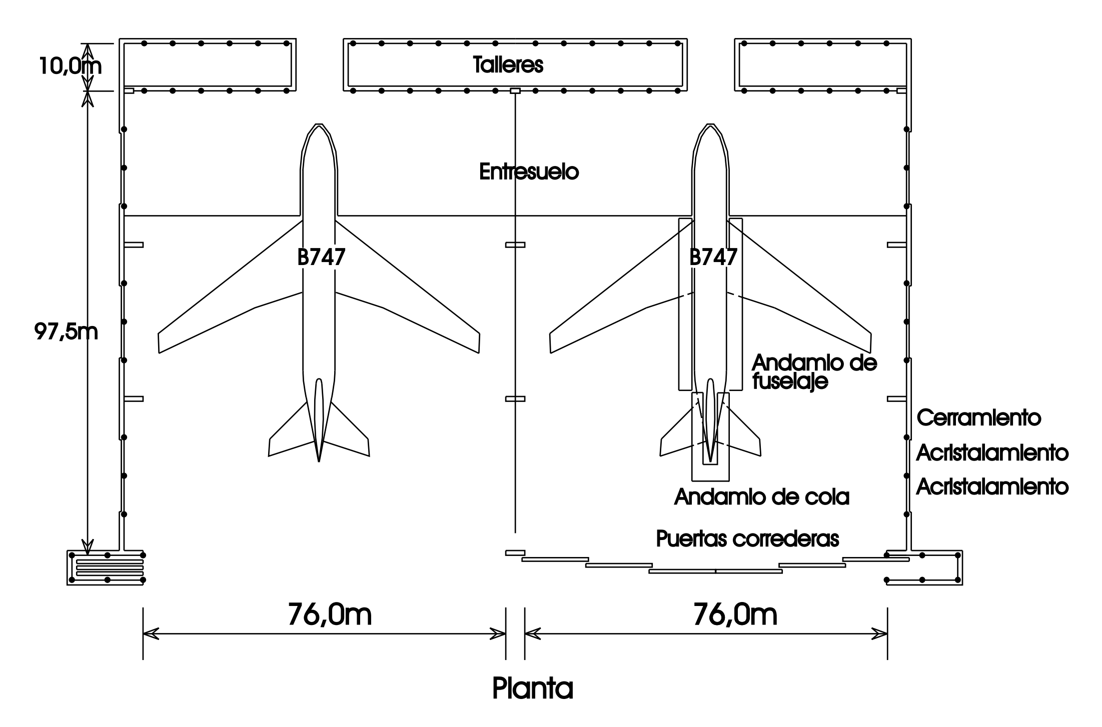


Figura 9 Hangar de dos naves

En la nave de silos, que también es una estructura de acero, se encuentran los grandes silos de alimentación con una capacidad de 600 toneladas; construidos con chapa de acero y soportados a un elevado nivel, se abastecen de combustible mediante transportadores. Existe un riesgo de incendio y explosión en los transportadores de abastecimiento y en los conductos que conectan el silo al pozo de combustible y éste a la caldera. En esta parte de la planta se requiere, por lo tanto, una protección contra incendios mediante rociadores y dióxido de carbono, así como una aplicación ignífuga para la estructura metálica.

En la sala de turbinas, los grupos generadores se montan a 10 m por encima del suelo con condensadores instalados debajo. Debido al peso de los grupos, la estructura soporte, que habitualmente es de acero pero que también puede ser de hormigón, es de construcción pesada. Para el mantenimiento de los grupos generadores se dispone de una grúa puente de 100 t. que se desplaza a lo largo de toda la longitud de la sala y requiere pilares pesados adosados a la pared lateral para soportar las vigas-carril. La estructura de la cubierta es de vigas de celosía ligeras, excepto cuando se requiere una resistencia adicional para facilitar la instalación de la grúa.

Puede preverse la ampliación de la sala de turbinas, pero la ampliación de la sala de calderas depende de la elección de la caldera, por lo que deberá confiarse en la facilidad de conexión a la estructura metálica existente.

El mantenimiento de la planta generadora es una consideración importante en el proyecto de una planta energética. El mantenimiento del edificio es razonablemente fácil, puesto que la generación no crea condiciones o desechos agresivos. La corrosión no es un problema mayor, de modo que resulta adecuado limpiar con chorro de arena y pintar la estructura metálica.

La construcción de térmicas de este tipo muestra la versatilidad del acero, cuyo uso va desde la estructura pesada para soportar la planta a la estructura ligera de la cubierta y su recubrimiento. A esta versatilidad se une la velocidad de ejecución en la obra que permite el trabajo de taller fuera de la obra. Por lo tanto, resulta comprensible que en este campo de aplicación se utilice casi exclusivamente el acero.

8.2 Hangar de mantenimiento de aeronaves

Un hangar típico para el mantenimiento de aviones Boeing 747 (figuras 9, 10 y 11) tiene 76 m. de anchura y 97,5 m. de longitud y puede

estar compuesto por una, dos o tres naves. La altura máxima libre es normalmente de 23,5 m. para dejar espacio a los alerones de cola de 20 m de altura de la aeronave, pero sólo son necesarios 17 m. sobre el fuselaje y las alas principales. Por lo tanto, la cubierta puede tener dos niveles: la altura en la zona de la cola será de 23,5 m. y el resto de 17 m. La cubierta de dos niveles obliga a la aeronave a entrar de proa, mientras que un hangar de altura constante permite entrar de proa o de popa. En la parte posterior del hangar se encuentra un bloque de 2-3 plantas de taller y administración, con 10 m de profundidad y la misma anchura que el hangar. La pendiente de la cubierta es normalmente escasa para evitar una altura excesiva y utiliza una membrana de cubierta aislada sobre tablero de metal o un recubrimiento aislante de dos capas. La estructura de cubierta se compone normalmente de cerchas de celosía, vigas de alma llena o pórticos, pero también se han utilizado pórticos tridimensionales de parrilla de doble capa.

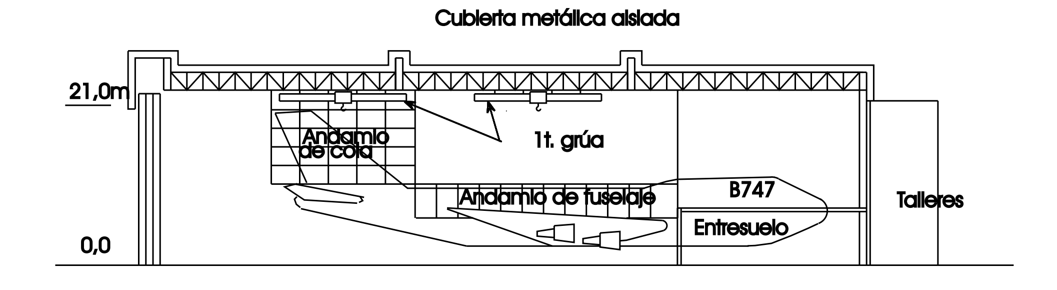


Figura 11 Hangar de dos naves

Normalmente, la puerta principal tiene una altura de 21 m y puede ser deslizante-plegable o de deslizamiento tangencial. La anchura de la apertura total es de 80 m. Si el espacio de alojamiento de las puertas solapa la apertura, la anchura de la nave se incrementa en consecuencia. Algunas puertas de hangar tienen una altura de sólo 14 m, con una puerta adicional de 7 m de altura para la cola, o pueden tener una sección central plegable verticalmente de 21 m de altura.

Aunque algunos hangares pequeños se han construido en hormigón pretensado, en la actualidad casi todos se construyen con estructura y cerramientos de acero.

Los hangares se especializan para el mantenimiento de un tipo de aeronave o para varios tipos. El acceso a una aeronave, debido a la forma y tamaño de ésta, es un problema que se resuelve mejor mediante andamiajes especialmente adaptados al tipo de aeronave en particular. Esta disposición permite la realización del mantenimiento por un personal numeroso. Típicamente, el andamiaje consiste en una estructura para las alas principales, una para la cola y otra para el fuselaje. Se desplazan hasta su posición una vez la aeronave se ha situado en una posición fija. Puesto que para desmontar los trenes de aterrizaje es necesario elevar 1,5 m la aeronave, normalmente los andamios deben disponer de ajuste vertical. El uso de fosos puede hacer innecesaria la elevación, pero incrementa considerablemente el coste y supone una especialización añadida.

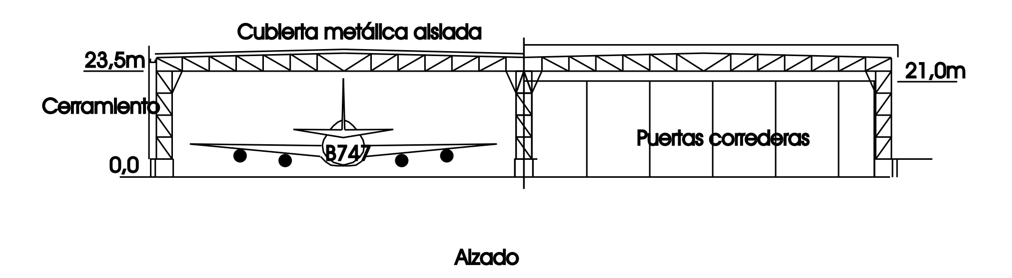


Figura 10 Hangar de dos naves

Salvo que puedan desplazarse fuera del hangar, los andamios ocupan una gran cantidad de superficie cubierta. Obstruyen la colocación y mantenimiento de otros tipos de aeronaves cuando no se utilizan. En consecuencia, los andamios de cola y de fuselaje se suspenden a veces de la cubierta del hangar. Puesto que los andamios de cola pesan 12-50 toneladas y los andamios de fuselaje 50-100 toneladas, el proyecto de la cubierta debe tenerlos en cuenta.

Normalmente los hangares disponen de grúas móviles ligeras que cubren toda la superficie. Se utilizan para manipular piezas desmontadas de hasta 1 tonelada de peso. Pueden, asimismo, preverse montacargas motorizados aislados con una capacidad de hasta 10 toneladas. Como alternativa, las grúas móviles pueden tener una capacidad de 10 toneladas. Pueden surgir conflictos entre las grúas y los andamiajes suspendidos. Si se ha proyectado una cubierta de dos niveles, será necesaria una grúa aparte para la nave de cola.

La energía eléctrica, el aire y otros servicios pueden suministrarse desde tomas móviles montadas en la cubierta o en el suelo. La calefacción puede realizarse por elementos radiantes embebidos en el suelo o mediante ventiladores de alta potencia suspendidos de la cubierta. Los ventiladores son grandes unidades apropiadas para la altura del hangar. Puede hacerse una instalación

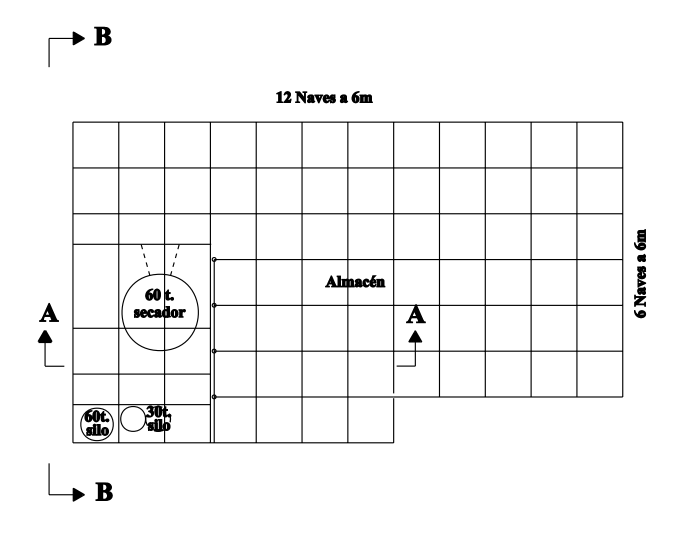


Figura 12 Planta de leche en polvo

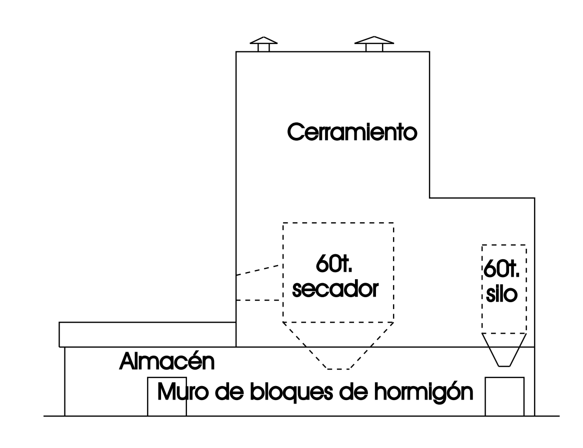


Figura 13 Planta de leche en polvo

de rociadores, dependiendo esto de la extensión de las operaciones de mantenimiento realizadas y de los procedimientos de seguridad adoptados en relación con el combustible a bordo.

Salvo para el mantenimiento de la cubierta, los requisitos de mantenimiento de un hangar son normalmente escasos, ya que las emisiones agresivas se limitan al drenaje del suelo del hangar donde se realiza la pintura o de talleres de limpieza o procesamiento químico. Debido a la gran superficie de la cubierta y a su altura, así como al entorno característicamente expuesto de un aeropuerto, los daños por tormentas siempre son posibles. Las goteras de la cubierta pueden tener graves consecuencias debido al alto valor de las piezas de las aeronaves.

Los desarrollos en la concepción de las aeronaves y la mayor competencia para la obtención de los contratos de mantenimiento hacen necesario prever modificaciones en los hangares. La introducción del tipo 747 y otras aeronaves de fuselaje ancho obligó a ampliar muchos de los hangares que se utilizaban en aquel tiempo. Sin embargo, el uso intensivo de un hangar y las estrictas normas contra incendios y de seguridad aplicadas cuando las aeronaves se encuentran en su interior dificultan la realización de modificaciones. Por lo tanto, la flexibilidad debe preverse en la fase de proyecto.

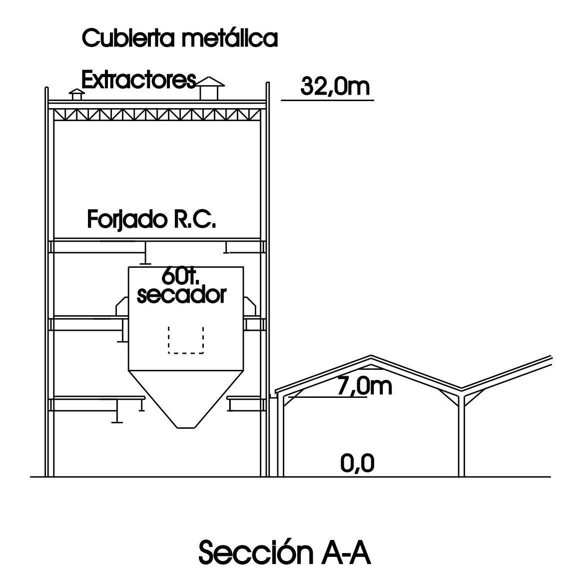


Figura 14 Planta de leche en polvo

La superioridad de la estructura de acero en la construcción de hangares de aeronaves es un hecho incuestionable. La rapidez de construcción, la adecuabilidad para cubiertas de gran luz, la versatilidad para el montaje de servicios diversos y andamiaje, así como la adaptabilidad a posibles futuras ampliaciones, virtualmente excluyen otros materiales estructurales.

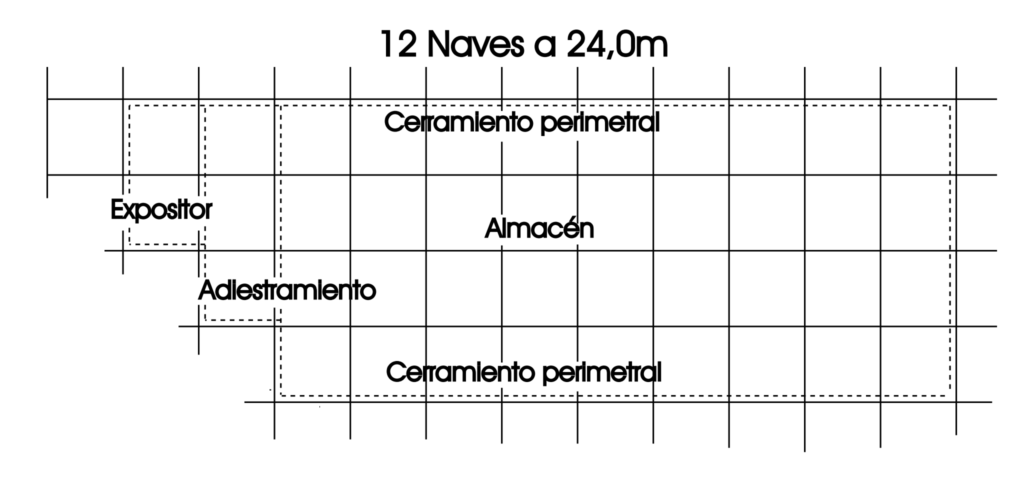


Figura 15 Centro Renault, Swindon

8.3 Fábrica de leche en polvo

Una típica fábrica de leche en polvo (figuras 12, 13 y 14) consiste en una torre deshidratadora de aspersión de 18 m por 17 m, por 32 m de altura con una sala de calderas externa, un silo y una planta embaladora anexa de 16 m por 18 m, así como un almacén para el producto ya empaquetado de 54 m por 54 m, con una altura libre de 7 m para el transporte por carretillas elevadoras y apilamiento.

La torre y anexos tienen una estructura porticada de acero, con forjado de hormigón y cerramientos de acero. El almacén suele ser de naves múltiples con pórticos de luz pequeña con correas de acero y con un revestimiento consistente en placas de fibrocemento o de chapa sencilla de acero .

El deshidratador de aspersión es un tambor de acero inoxidable con 10 m de diámetro y 14 m de altura soportado en varios pisos. La leche y el aire caliente se inyectan por la parte superior y la leche en polvo seca se recoge en el fondo de la tolva. De ahí se transporta a los silos de la planta de embalaje. La carga de los suelos es ligera, salvo en la planta auxiliar y en el deshidratador de aspersión, que, en funcionamiento, pesa 60 toneladas.

Existe un riesgo apreciable de explosión por la leche en polvo finamente dividida. El deshidratador incorpora conductos resistentes y un panel exterior anti-explosión para controlar la dirección y el resultado de una posible explosión. En la estructura metálica de la torre se prevé esta instalación.

La gran cantidad de aire inyectado en el proceso requiere extractores de salida para extraer la leche en polvo del aire de escape.

Incluso con un mantenimiento regular, los extractores nunca son eficaces al 100%, por lo que se escapa algo de polvo, que puede acumularse rápidamente. Las acumulaciones de polvo pueden causar problemas en el drenaje de la cubierta que, por lo tanto, requiere un proyecto apropiado. La leche en polvo contiene ácido láctico que es moderadamente agresivo, en particular para cerramientos de cubiertas planas como el asfalto y el fieltro. Por lo tanto, debe considerarse la durabilidad de la cubierta.

A nivel interno, se requiere un entorno biológicamente limpio a fin de que la planta cumpla con las reglas sanitarias del proceso. Las superficies internas deben poder limpiarse fácilmente. Esta exigencia se cumple mejor mediante revestimientos internos de alta calidad. El evitar fisuras que puedan depósitos de material condiciona la elección y especificación de los detalles de cualquier estructura de acero expuesta al medio interno.

La competencia en la fabricación de leche en polvo requiere un control estricto del coste inicial y de los costes de explotación. Puesto que los deshidratadores evolucionan, puede ser necesario un cambio de deshidratador que implique importantes alteraciones de la torre. El uso del acero en la estructura y cerramientos facilita el control de costes tanto en la construcción como en la modificación.

8.4 Complejo industrial

Algunos importantes proyectos industriales proporcionan la escala y la oportunidad para adoptar formas estructurales inusuales que presentan ventajas particulares. Un buen ejemplo de forma estructural inusual es el Centro de Distribución de Piezas de Renault en Swindon (figuras 15, 16 y 17).

Se precisaba un edificio de una sola planta de 25.000 metros cuadrados, con un almacén, un centro de formación, una sala de exposiciones y oficina, con la perspectiva de una posible una ampliación del 50%. Para adecuar las formas de apilamiento en el almacén se adoptó una nave de 24 m x 24 m, con una altura interna de 8 m, iluminación en cubierta del 2,8% y acristalamiento en paredes laterales en algunas áreas. La superficie principal es de 4 naves de anchura y 9 naves de longitud, con 6 naves adicionales en un extremo.

La estructura consiste en un esqueleto formado por pórticos estructurales sobre los ejes rectangulares y diagonales. Los mástiles principales son tubos estructurales de 16 m de altura y 457 mm de diámetro rigidizados con tirantes. Los elementos de cubierta son cerchas simples formadas por vigas en I con una flecha de 1,4 m y rigidiza-

24,0m
6,0m
24,0m
Acristalamiento
Arriostramiento tubular
Acristalamiento
Parte de planta

Figura 16 Centro Renault, Swindon



das en su parte inferior con arriostramientos realizados con barras y montantes tubulares cortos. La continuidad entre los mástiles y las cerchas se establece mediante el arriostramiento con barras que conectan las cabezas de estos a un cuarto de las cerchas. Mientras los pies mástiles internos se equilibran mediante cerchas en cada lado, los perimetrales, que tienen cerchas transversales y diagonales sólo en un lado, se equilibran mediante anclajes en el suelo que sujetan tirantes conectados a los mástiles en el mismo nivel que las cerchas.

Para los tirantes de mástiles se utilizaron barras de aleación y para los arriostramientos de acero Fe 510. Las barras se conectan a los montantes principales mediante grilletes de fundición, hechos a propósito, atornillados a las cartelas soldadas a los tubos de 457 mm de diámetro, y a las cerchas a través de manguitos montados en los perfiles de las vigas.

En cada nave las cerchas se arquean hacia una claraboya central de 4 m × 4 m. La cubierta está formada por una membrana aislante sobre tablero metálico soportado por correas entre las cerchas. Las limahoyas formadas por las cerchas arqueadas se desaguan mediante conductos incorporados en los mástiles. Los tensores de los mástiles principales y de los arriostramientos pasan a través del recubrimiento de la cubierta.

El aspecto general es inusual, semejante a una marquesina, de mástiles y tensores que sobresalen de la cubierta.

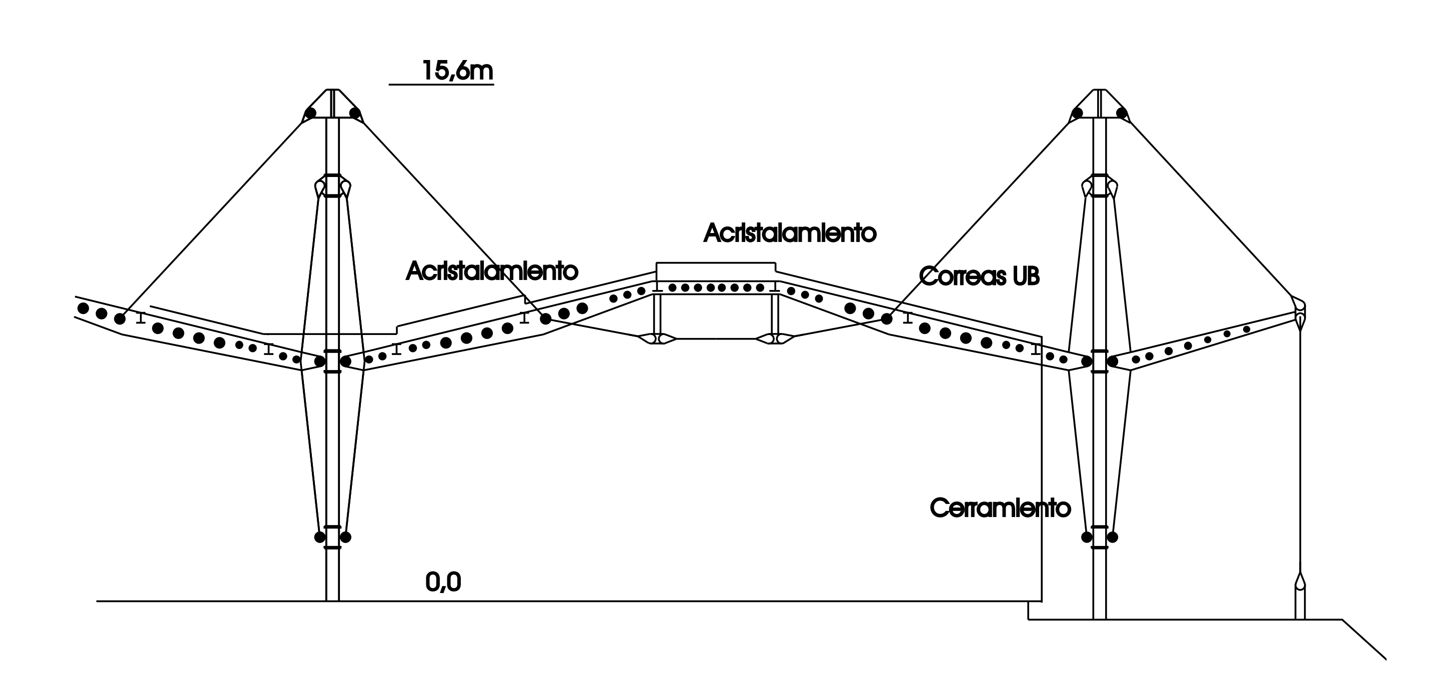


Figura 17 Centro Renault, Swindon

9. RESUMEN FINAL

- Algunas industrias requieren estructuras especiales. También pueden realizarse estas por razones de prestigio.
- Las grúas y transportadores soportan pesos considerables y pueden suspenderse de la cubierta.
- Si los servicios son extensivos, resulta ventajoso utilizar una forma estructural que proporcione apoyo abundante.
- La rapidez de construcción, la adecuabilidad a grandes luces, la versatilidad para el montaje de servicios y la adaptabilidad se benefician del uso del acero para los edificios industriales.



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.6.1: Introducción al Proyecto de Puentes de Acero y Mixtos I

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar los puentes de acero y mixtos. Comentar los componentes de los puentes y los sistemas estructurales. Describir los tipos comunes de puentes de acero –puentes de vigas armadas, viga en cajón y viga de celosía.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Lección 2.6.2: Introducción al Proyecto de Puentes de Acero y Mixtos II:

Lecciones 18.1 a 18.12: Sistemas Estructurales: Puentes

RESUMEN

Se describen los fundamentos de los puentes. Se indican los componentes básicos de la estructura de un puente y se comentan los tipos de sistemas estructurales en el contexto de su utilización. Se describen los aspectos generales y los sistemas de tablero de los puentes de acero antes de tratar los puentes de viga compuesta, viga en cajón y viga de celosía.

1. FUNDAMENTOS

El hombre ha construido puentes para salvar obstáculos, como desfiladeros, ríos, valles o carreteras existentes, que imposibilitaban o dificultaban sus desplazamiento. El objeto de un puente es llevar un servicio como puede ser una carretera o una vía de ferrocarril.

Los puentes desempeñan un papel muy importante en la técnica de la construcción y han recibido la denominación de "oubrages dárt" en francés.

La elección entre un puente de acero y un puente de hormigón (hormigón armado u hormigón pretensado) es una decisión básica que debe tomarse en una fase preliminar del proyecto. Varios factores influyen en esta decisión, por ejemplo:

- las luces necesarias
- los procesos de ejecución
- las condiciones locales
- las exigencias de los cimientos

La decisión debe basarse en comparaciones de:

- comportamiento estructural
- aspectos económicos
- estética

En la comparación de costes deben considerarse tanto los costes iniciales como los de mantenimiento necesarios a lo largo de la vida de la estructura. El tiempo necesario para la ejecución, que en los puentes de acero es generalmente menor que en los puentes de hormigón pretensado, también puede influir en la decisión.

En el pasado, los puentes de hormigón no podían competir con los puentes de acero en luces medias y grandes, debido a la menor eficiencia (resistencia/carga permanente) de las soluciones de hormigón. Con el desarrollo del hormigón pretensado, no es fácil decidirse entre una solución de hormigón y una de acero para puentes de luz media (aproximadamente entre 40 y 100 m). Incluso para grandes luces, entre 200 y 400 m, para los que generalmente se proponen soluciones atirantadas por cables, la elección entre una superestructura de puente de hormigón, de acero o mixto no resulta fácil.

A veces la decisión entre una solución de acero y una solución de hormigón se reconsidera después de las licitaciones de los fabricantes para acometer las obras del puente.

En general, las soluciones de acero pueden presentar las siguientes ventajas en comparación con las soluciones de hormigón:

- cargas permanentes menores
- cimientos más económicos
- métodos de montaje más sencillos
- menor tiempo de ejecución.

Un inconveniente del acero comparado al hormigón es el coste de mantenimiento para la prevención de la corrosión. Sin embargo, actualmente se reconoce que los puentes de hormigón también presentan problemas relacionados con la conservación, es decir, relacionados con los efectos de la corrosión de los refuerzos de acero sobre la durabilidad de la estructura.

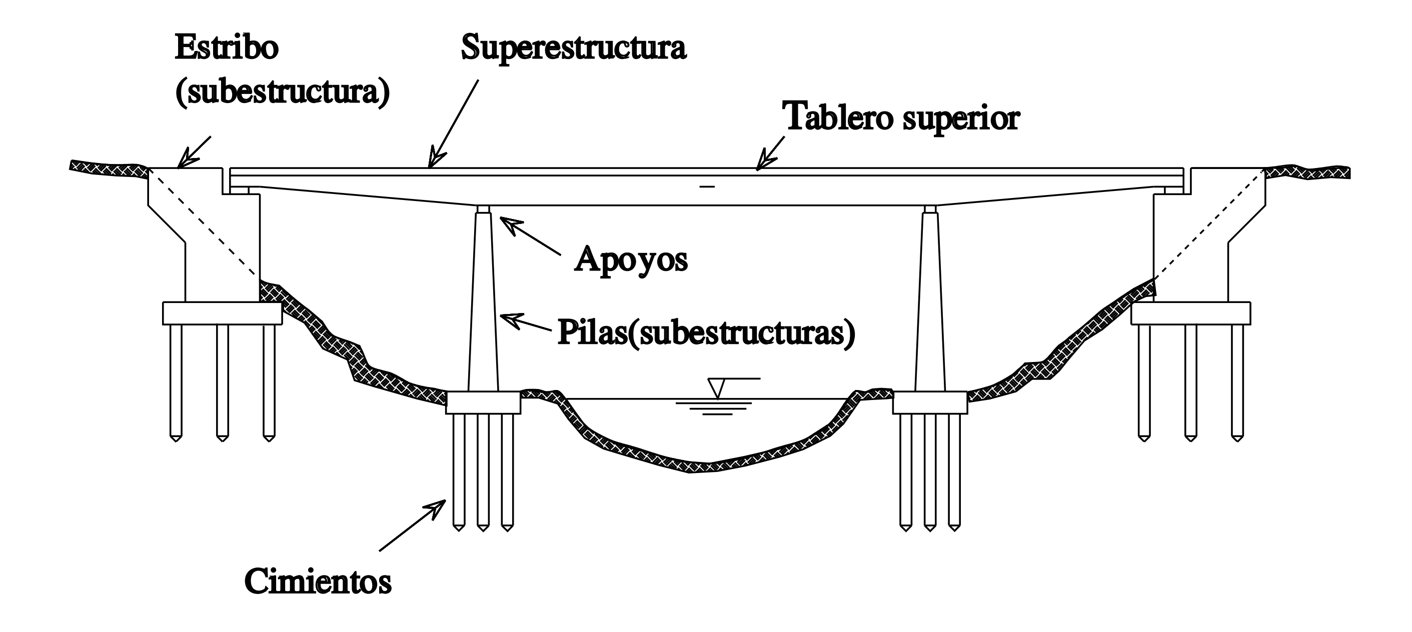
Aunque los costes de mantenimiento y la estética desempeñan un papel importante en la decisión del proyecto, por lo general el coste inicial de la estructura es el parámetro más decisivo en la selección de una solución de puente de acero o de hormigón. Generalmente se estudian soluciones de ambos tipos, al menos en una fase preliminar del proyecto.

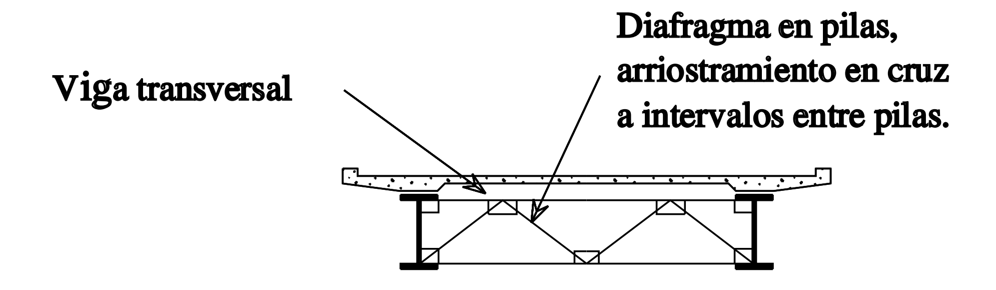
En la figura 1 se muestran los principales componentes de la estructura de un puente. Las dos partes básicas son:

- la estructura de apoyo
- la superestructura.

La primera incluye las pilas, los estribos y los cimientos.

La segunda está formada por la propia estructura del tablero que soporta las cargas directas debidas al tráfico y todas las demás cargas permanentes y variables a las que está sometida la estructura.





Superestructura : sección transversal

Figura 1 Componentes básicos de un puente

La conexión entre la estructura de apoyo y la superestructura se efectúa generalmente mediante aparatos de apoyo. Sin embargo, pueden adoptarse también conexiones rígidas entre las pilas (y a veces los estribos), particularmente en puentes de pórtico con pilas altas (flexibles).

2. LA ESTRUCTURA DE APOYO

Las pilas pueden ser de acero o de hormigón. A menudo se opta por pilas de hormigón armado, incluso en puentes de acero o mixtos. En algunos casos de pilas muy altas o las realizadas con segmentos de hormigón prefabricado, puede utilizarse el hormigón pretensado. Las pilas son de dos tipos básicos:

- pilas columnas
- pilas de muro

Por razones estructurales o estéticas las columnas de hormigón pueden tener una sección maciza o una sección en cajón (figura 2) .

Las pilas de muro son generalmente menos económicas y menos agradables desde el punto de vista estético. Muy a menudo se adoptan en casos en que existen condiciones particulares, por ejemplo pilas en ríos con una acción hidrodinámica importante o en puentes con pilas altas para las que se adoptan secciones de cajón.

La sección de las pilas puede ser constante o variable. La primera solución se adopta generalmente en pilas pequeñas o medias, mientras que la última se utiliza en pilas altas en las que al menos una de las dimensiones de la sección varía con la longitud de la pila.

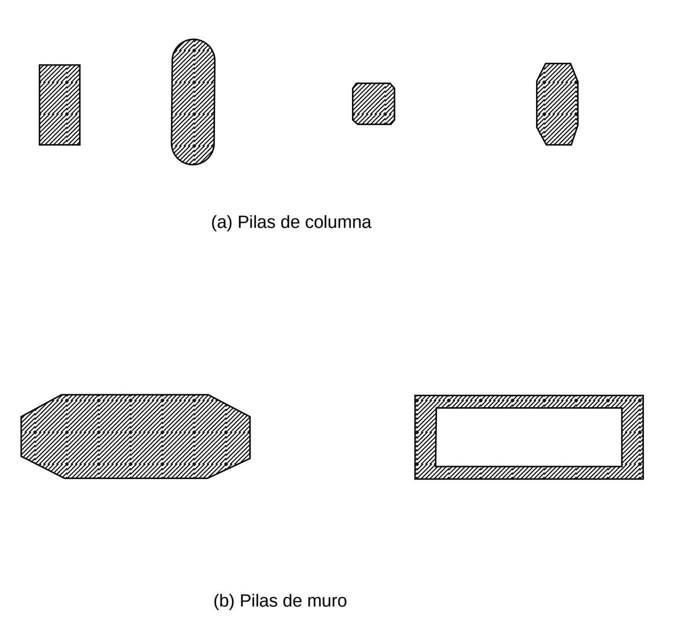


Figura 2 Sección transversal de pilas

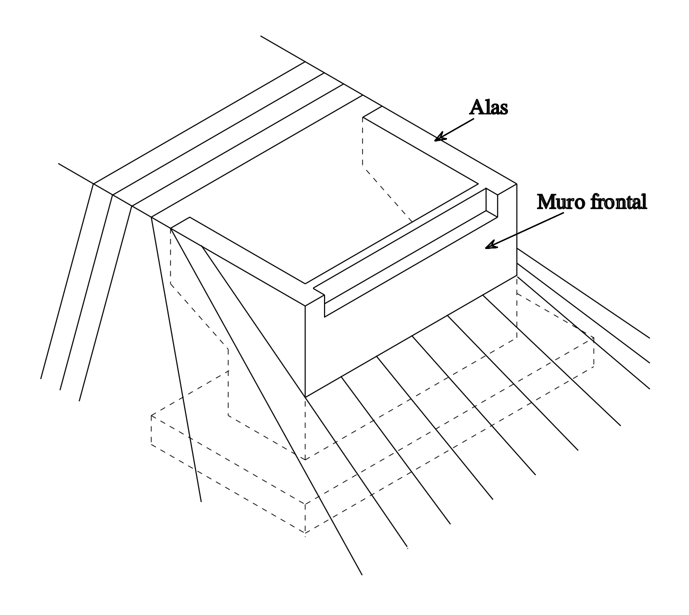


Figura 3 Estribo de muro

Los estribos establecen la conexión entre la superestructura del puente y los terraplenes. Se proyectan para soportar las cargas debidas a la superestructura, que son transmitidas por los aparatos de apoyo, y las presiones del terreno.

Los estribos deben incluir juntas de dilatación para acomodar los desplazamientos del tablero, es decir, los movimientos de contracción y dilatación del tablero debidos a la temperatura.

Pueden considerarse dos tipos básicos de estribos:

- estribos de muro (contrafuerte)
- estribos abiertos.

Los estribos de muro (figura 3 y 4) se adoptan solamente cuando las condiciones topográficas y las formas del terraplén son tales que no se puede utilizar estribos abiertos (figura 5). Generalmente se adoptan cuando la altura requerida del muro frontal es superior a 5,0 e inferior a 8,0 m (figura 4). Si la altura es inferior a este orden de magnitud, los muros de contrafuertes pueden no ser necesarios, pudiéndose adoptar un simple muro que vuele desde los cimientos.

La conexión entre los estribos y el terraplén puede incluir un forjado de transición (figu-

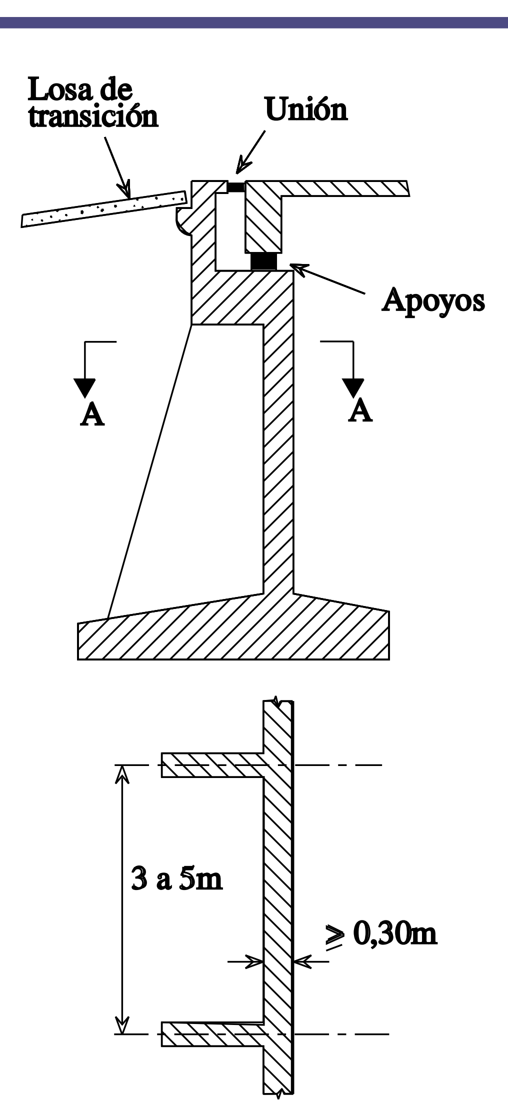




Figura 4 Estribo de contrafuerte

Figura 5 Estribo abierto

ra 4) que asegura una superficie uniforme del pavimento incluso después del asiento del terraplén adyacente.



3. INTRODUCCIÓN A LA SUPERESTRUCTURA

En la terminología de puentes suele distinguirse entre:

- el sistema estructural longitudinal
- el sistema estructural transversal.

Debe entenderse que las estructuras de puentes son básicamente sistemas tridimensionales que solamente se dividen en estos dos sistemas básicos al objeto de entender su comportamiento y simplificar el análisis estructural.

20 m) a medias (20 - 50 m) o grandes (> 100 m). En luces medias y grandes, se adoptan muy a menudo vigas continuas con canto variable por razones de comportamiento estructural, de economía y de estética (figura 1).

Los puentes de pórtio son una de las alternativas posibles a las vigas continuas (figura 6b). Evitando aparatos de apoyo y proporcionando un buen sistema estructural para soportar las acciones longitudinales horizontales, por ejemplo seísmos, en la tecnología moderna de puentes se han adoptado pórticos en puentes de

El sistema estructural longitudinal de un puente puede ser de uno de los tipos siguientes, ilustrados en la figura 6:

- puentes de vigas
- puentes de pórtico
- puentes en arco
- puentes atirantados
- puentes colgantes

Los tipos de vigas de alma llena incorporados a todos estos tipos de puentes pueden ser continuos (perfiles laminados, vigas compuestas o vigas en cajón), o discontinuos, es decir, vigas de celosía.

Los puentes de vigas son el tipo más común y sencillo de puente (figura 6a), tanto si utilizan vigas determinadas estáticamente (vigas sobre dos apoyos o vigas Gerber) como si utilizan vigas continuas. Las vigas sobre dos apoyos se adoptan por lo general solamente para luces muy pequeñas (hasta 25 m). Las vigas continuas son uno de los tipos más comunes de puente. Las luces pueden variar desde pequeñas (10 -

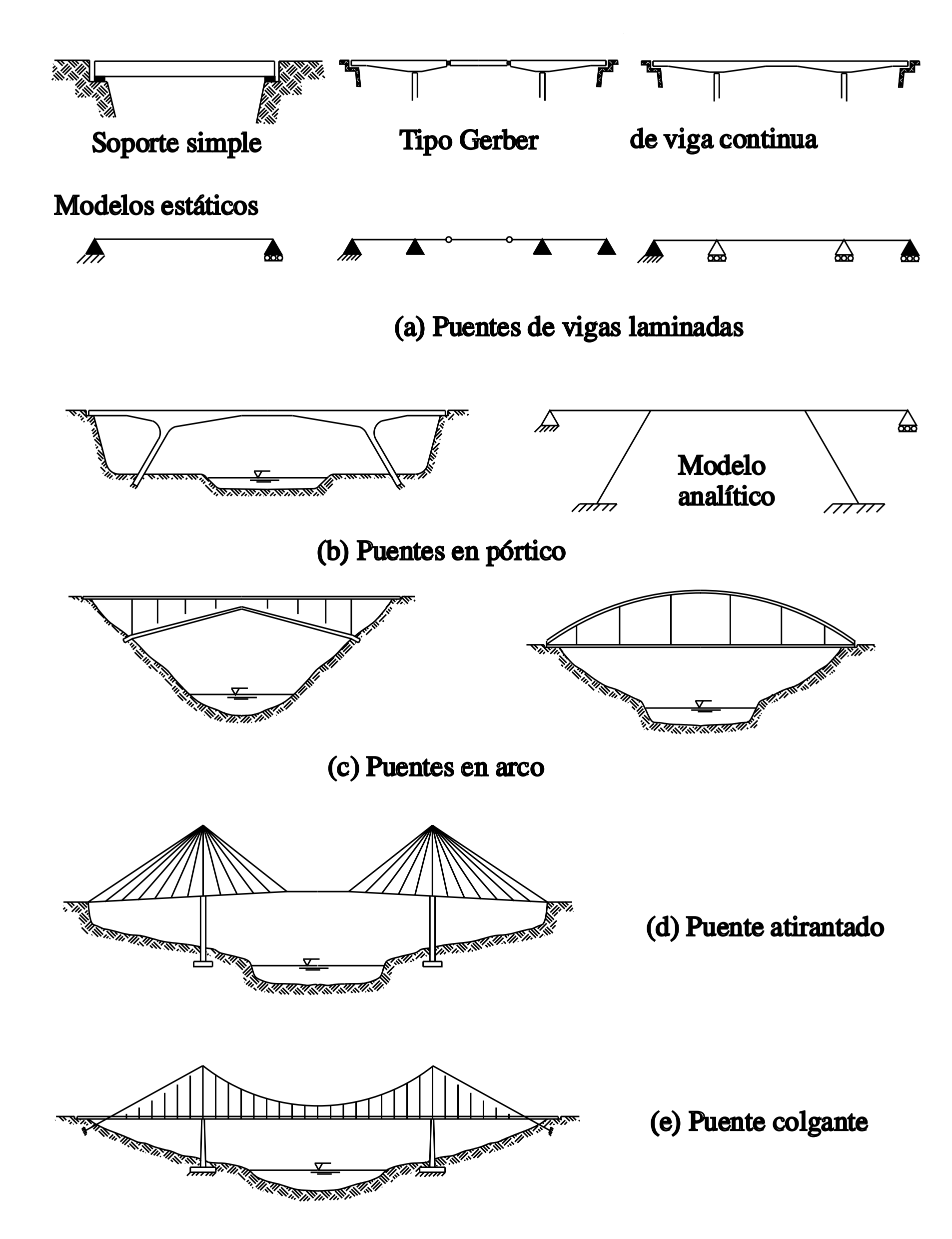


Figura 6 Sistemas estructurales longitudinales de puentes

hormigón pretensado o en puentes de acero y mixtos. Los pórticos pueden adoptarse con pilas verticales (el tipo más común) o con barras comprimidas inclinadas (figura 6b).

Los arcos han desempeñado un papel importante en la historia de los puentes. Se han construido algunos excelentes ejemplos, desde los arcos de albañilería construidos por los romanos hasta los arcos modernos de hormigón pretensado o de acero con luces del orden de los 300 m.

El arco puede trabajar desde debajo del tablero, desde encima del tablero o en posición intermedia al nivel del tablero (figura 6c). La solución más conveniente depende básicamente de la topografía local. En gargantas rocosas y con buenas condiciones geotécnicas para los arranques, un puente en arco del tipo representado en la figura 6(c) es generalmente la solución más apropiada tanto desde el punto de vista estructural como estético.

Los arcos trabajan básicamente como una estructura sometida a compresión. La forma se escoge para minimizar los momentos flectores bajo cargas permanentes. La fuerza resultante de las tensiones normales en cada sección debe permanecer dentro del alma central del perfil a fin de evitar tensiones de tracción en el arco. Los arcos son las estructuras ideales para construir con materiales que son resistentes a compresión pero débiles a tracción, por ejemplo el hormigón.

El “arco invertido” ideal en su forma más simple es un cable. Los cables se adoptan como elementos estructurales principales en los puentes colgantes cuando el cable principal soporta cargas permanentes e impuestas sobre el tablero (figura 6(e)).

Para resistir las fuerzas de anclaje del cable se requieren buenas condiciones de apoyo. En los últimos años se ha utilizado una forma más sencilla de puentes de cables: el puente atirantado o de cables inclinados.

Los puentes de cables inclinados (figura 6(d)) se han utilizado para luces generalmente entre 100 m y 500 m, cuando el puente colgante no constituye una solución económica. El abanico de luces para los puentes de cables inclinados es muy diferente del abanico habitual de luces para los puentes colgantes, de 500 m a 1500 m. Los puentes de cables inclinados pueden utilizarse con un tablero de hormigón o de acero. Generalmente, los puentes de cables inclinados se proyectan con tableros muy esbeltos soportados “continuamente” por los vientos, que están formados por varios alambres de acero de alta resistencia.

Pueden considerarse tres tipos principales de sistema estructural transversal:

- losa
- viga-losa (losa con vigas de alma llena transversales)
- vigas en cajón para el sistema estructural longitudinal que contribuye al sistema estructural transversal.

Las secciones transversales de losa sólo se adoptan para luces pequeñas, generalmente inferiores a 25 m, o cuando se utilizan vigas múltiples para el sistema estructural longitudinal, con separaciones de 3 - 4,5 m. Las secciones transversales de viga-losa (figura 1) se adoptan generalmente para luces medias inferiores a 80 m, cuando sólo se utilizan dos vigas de alma llena longitudinales. Para luces grandes (> 100 m) y también para algunas luces medias (40 - 80 m), las vigas en cajón son una solución muy conveniente que produce estructuras de puentes con un buen comportamiento estructural y estéticamente agradables. Las vigas en cajón se utilizan en puentes de hormigón pretensado, de acero o mixtos.

4. PUENTES DE ACERO

4.1 Aspectos generales

Durante la revolución industrial del siglo XIX, los productos de acero se hicieron más competitivos y el acero empezó a ser adoptado para la construcción de puentes. Desde entonces se desarrollaron grandes puentes de celosía y puentes colgantes. Lamentablemente, este desarrollo se vio acompañado de algunos accidentes, por ejemplo el del puente de ferrocarril sobre el Tay-Firth de Forth Bridge [1] en 1879 y el puente de Quebec en 1907. El primero fue reconstruido en 1890, con luces de 521 m; el puente de Quebec no fue reconstruido hasta 1917.

Figura 8 Puente de vigas armadas con dos vigas y luz máxima de 71 m

Se han adoptado ampliamente vigas de celosía o arcos construidos mediante sistemas de cerchas. En la figura 7 se muestra un ejemplo de puente en arco-celosía proyectado por G. Eiffel (el proyectista de la famosa torre de París). Este puente, construido en 1868 en Oporto sobre el río Duero, Portugal, tiene una luz central de 160 m.

Resulta interesante observar que uno de los tipos más comunes de puente de acero moderno -el puente de viga en cajón- fue introducido inicialmente en 1846 por Stephenson, con el “puente Britannia” (un puente de viga en cajón de fundición con una luz de 142 m), aunque no se desarrolló por completo hasta después de la Segunda Guerra Mundial. Se utilizaron los conocimientos de ingeniería aeronáutica referidos a estructuras de pared de poco espesor. Entre 1969 y 1971 se produjeron varios accidentes en puentes de vigas en cajón, por ejemplo el puente de Viena sobre el Danubio (1969), el puente de Milford Harven en el Reino Unido (1970), el puente de Melbourne en Australia (1970) y el puente de Coblenza en Alemania (1971). Como resultado de ello, en las últimas dos décadas se ha realizado un gran esfuerzo para investigar el elemento estructural básico de estos puentes: la chapa rigidizada. En la actualidad el comportamiento de las chapas rigidizadas es lo suficientemente conocido como para proyectar puentes en acero de vigas en cajón grandes y seguros. Se presta una consideración especial durante las fases de montaje y ejecución a todos los aspectos de la estabilidad estructural.

Figura 7 Puente Dña. Maria Pia

Para las superestructuras de puentes de acero se adoptan tres tipos básicos de elementos estructurales:

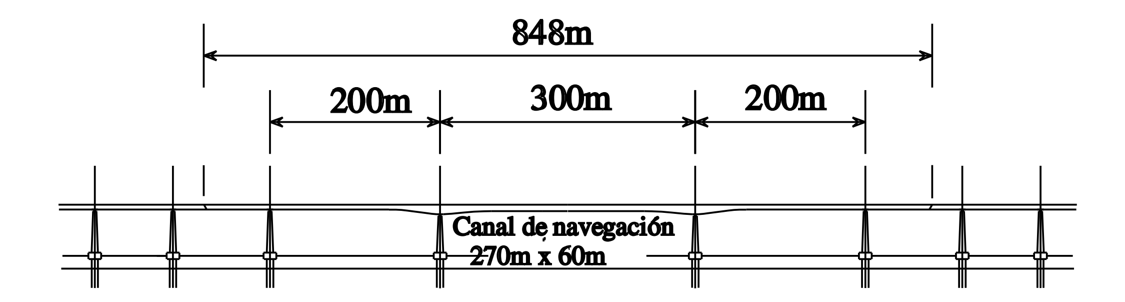
- Vigas y vigas armadas
- Vigas de celosía
- Vigas en cajón

Muy a menudo se prefieren los puentes de vigas armadas con sólo dos vigas, incluso para tableros muy anchos (figura 8), en aras de la sencillez [2]. Sin embargo, en la construcción de puentes, una solución clásica consiste en adoptar varias vigas en I (perfiles laminados en caliente para luces pequeñas, hasta 25 m), con una separación de entre 3,0 y 4,5 m. Pueden incorporarse diafragmas entre las vigas (vigas transversales) para contribuir a la repartición de la carga transversal y al arriostramiento lateral. Las alas superiores de las vigas tienen un apoyo lateral continuo contra el pandeo, proporcionado por el tablero.

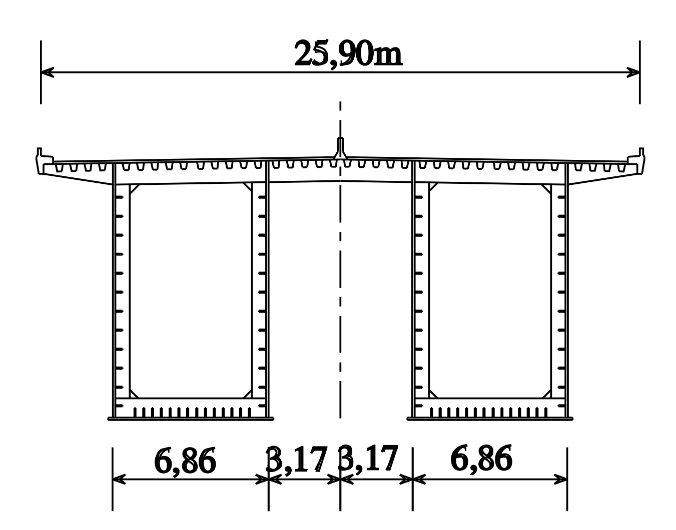
4.2 Sistemas de tablero

Existen dos soluciones básicas para el tablero [3]: una losa de hormigón armado o de hormigón pretensado parcialmente o una chapa

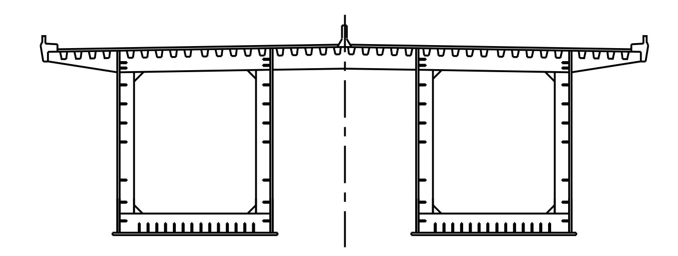
Figura 9 Tableros de chapa ortotrópica y hormigón armado



(a) Alzado



(b) Sección transversal de la superestructura cerca de las pilas centrales

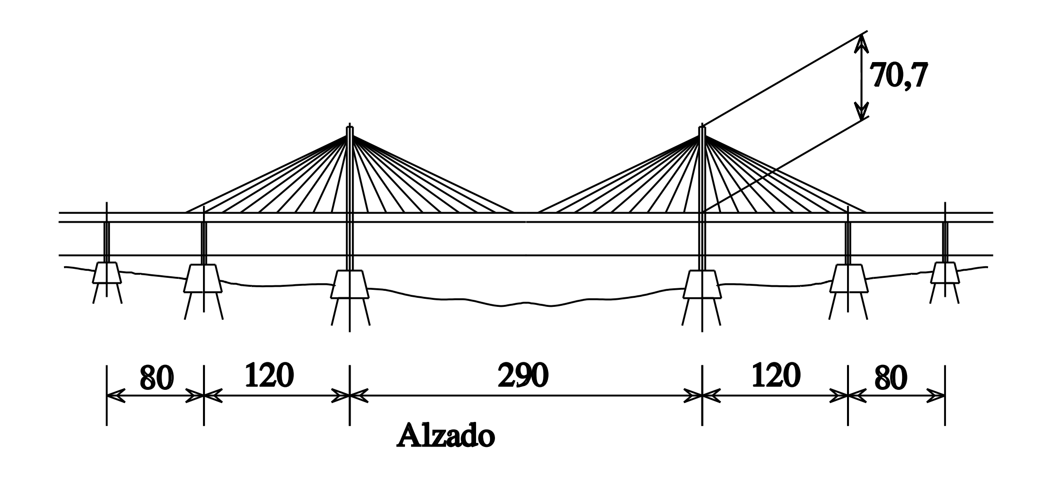


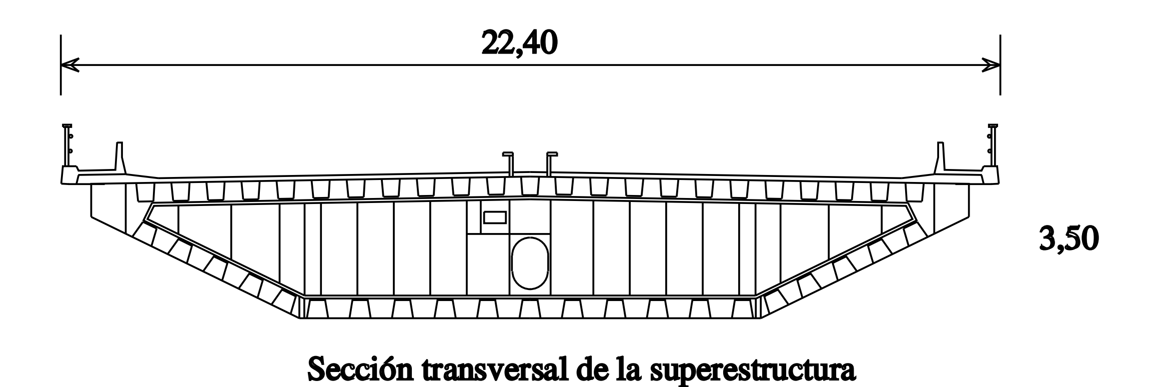
(c) Sección transversal de la superestructura en el centro del vano

Figura 10 Puente Niteroi (Brasil): [4]

de acero ortotrópico (figura 9). En el primer caso, la losa puede actuar independientemente de las vigas (una solución muy poco económica para luces medias y grandes) o trabajar junto con las vigas (tablero de puente mixto). La acción conjunta requiere que el flujo de cortante entre la placa y las vigas sea absorbido por los conectores.

Los tableros de hormigón resultan generalmente más económicos que las chapas de acero ortotrópico y estas últimas solo se adoptan





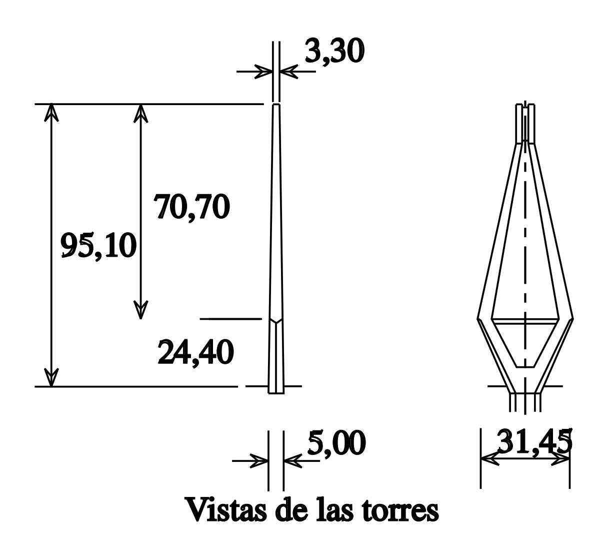
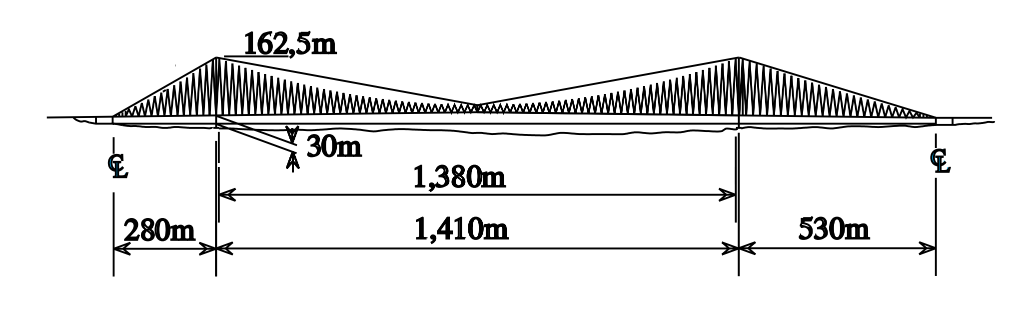


Figura 11 Puente Faro (Dinamarca): [5]

cuando el peso del tablero es un componente importante de la carga, es decir, para puentes de gran luz y móviles.

El tablero de chapa ortotrópica, que actúa como el ala superior de las vigas principales, proporciona una sección muy eficiente a





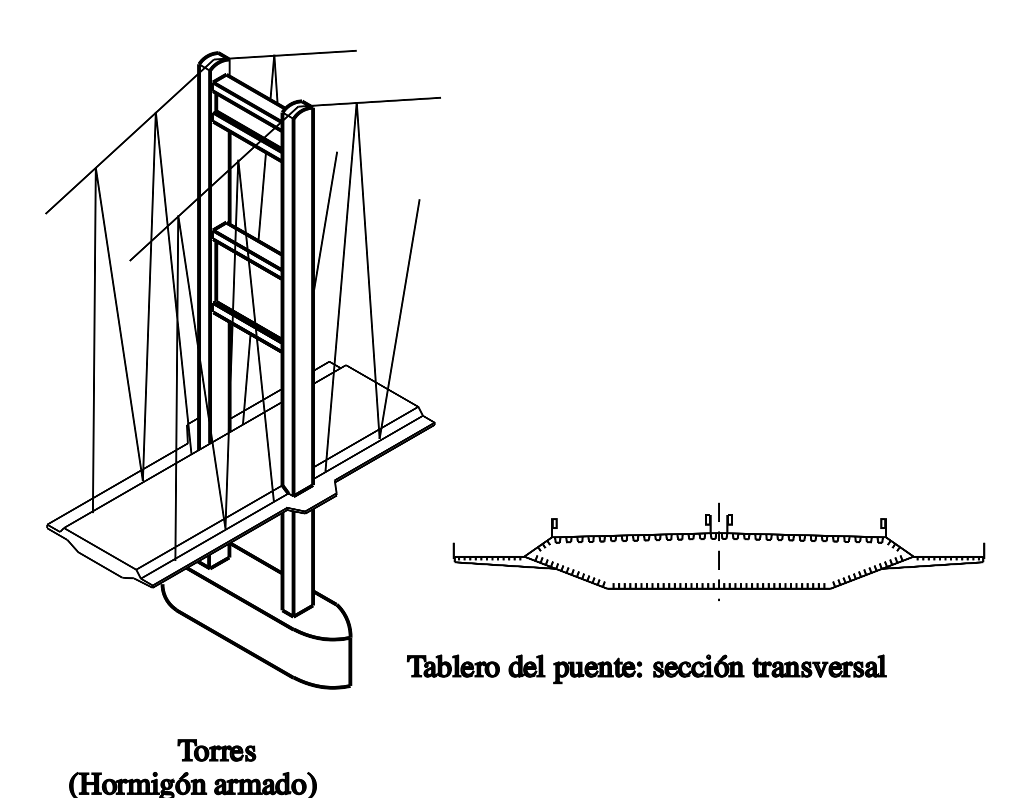


Figura 12 Puente Humber: [4,8]

flexión. El tablero consiste básicamente en una chapa de acero superpuesta con una superficie de desgaste que puede ser de hormigón o de asfalto de masilla. La chapa de acero se rigidiza longitudinalmente mediante nervios que pueden ser de sección abierta o cerrada. Transversalmente, los nervios se conectan mediante las vigas transversales (figura 9), con el resultado de un sistema de emparrillado complejo en el que las vigas principales, la chapa de acero, los nervios y las viguetas actúan conjuntamente.

Las alas superiores de las vigas en cajón, por ejemplo en el puente Niteroi (figura 10) con una luz de 300 m [4] (el puente de vigas de cajón más grande del mundo) o en el tablero de los puentes de cables inclinados (figura 11) [5] o en puentes colgantes como el puente Humber (figura 12) con una superficie de desgaste ligera, producen un puente con una carga permanente muy baja que constituye una solución muy adecuada para luces grandes [4,8]. El mayor inconveniente de los tableros de chapa de acero ortotrópica es su coste inicial y el mantenimiento que requieren en comparación con una losa simple de hormigón. No obstante, para las vigas en cajón, el coste de mantenimiento puede ser menor que para un tablero ortotrópico abierto.



5. PUENTES DE VIGAS ARMADAS

Los puentes de vigas armadas pueden constituir una solución muy competitiva para puentes de luz pequeña o media. Casi siempre se proyectan para actuar conjuntamente con una losa de hormigón.

Las vigas compuestas se realizan con dos alas soldadas a un alma delgada que normalmente tienen rigidizadores transversales y pueden tener rigidizadores longitudinales.

Pueden utilizarse tres tipos para secciones transversales de puentes. Para losas pequeñas, hasta 60 m, las vigas múltiples con separaciones de 3 a 4,5 m permiten utilizar una simple losa de hormigón armado, tal como muestra la figura 13(a).

Para luces medias (50 a 100 m), normalmente resulta más económico utilizar sólo dos vigas armadas (figura 13(b)). Puede utilizarse una losa de hormigón pretensado, normalmente de canto variable, que se asienta directamente sobre las dos vigas.

Alternativamente, pueden adoptarse travesaños con dos vigas longitudinales que dan apoyo a las losas con una separación de entre 3 y 4,5 m entre ejes.

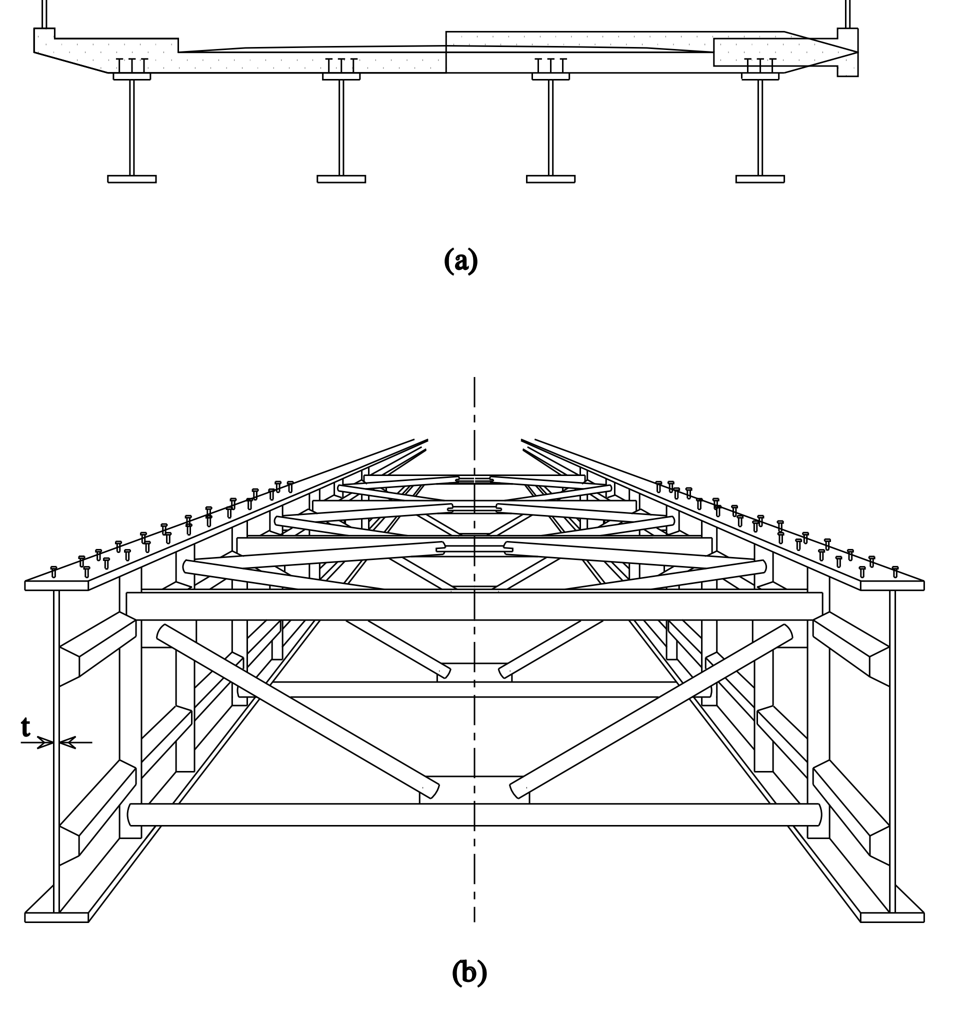


Figura 13 Vigas compuestas para puentes mixtos

La complejidad del trabajo de taller de la viga armada se controla principalmente mediante la esbeltez del alma (relación canto/espesor). Para luces pequeñas resulta viable una esbeltez baja con un alma no rigidizada, salvo en las posiciones de los apoyos transversales y de los apoyos principales. Para luces medias, el alma tendrá que ser normalmente de una esbeltez intermedia y requerirá rigidización vertical (transversal). Para luces grandes, el alma requerirá probablemente rigidización transversal y longitudinal, tal como se muestra en la figura 13(b).

La distancia entre los rigidizadores transversales es del orden de magnitud del canto de la viga. Cuando son necesarios, normalmente se incorporan entre 1 y 3 rigidizadores longitudinales.

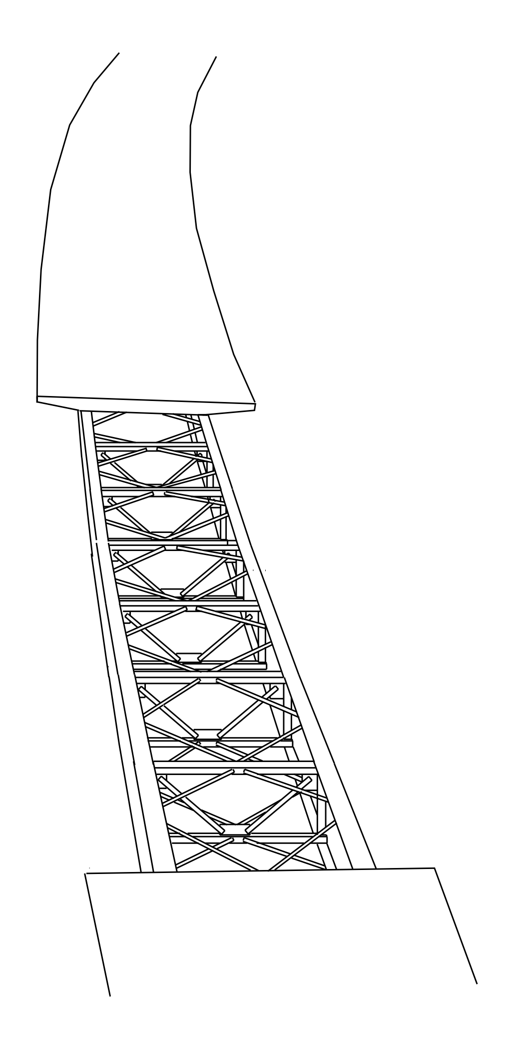


Figura 14 Sistema de arriostramiento en puente de viga armada en curva

En las secciones sobre los apoyos, es esencial adoptar rigidizadores verticales para resistir las altas fuerzas de reacción.

Uno de los requisitos básicos al proyectar puentes de vigas armadas es el sistema de arriostramiento (figura 13b y 14), necesario siempre salvo para las estructuras más simples. El arriostramiento:

- proporciona estabilidad lateral a las vigas, en particular durante la ejecución
- soporta los esfuerzos de cizallamiento horizontales debidos a acciones horizontales (viento, seísmos)
- trabaja como un sistema de repartición de la carga transversal.
- participa en los flujos de cizallamiento debidos a la torsión por carga excéntrica o curvatura del plano.

El sistema de arriostramiento incluye generalmente:

- arriostramiento lateral horizontal
- pórticos transversales intermedios - diafragmas

El primero (figura 14) consiste en un conjunto de barras diagonales cruzadas y se sitúa junto a las alas inferiores o junto a las alas superiores e inferiores; el tablero del puente puede actuar como arriostramiento horizontal.

Los segundos son un conjunto de arriostramientos perpendiculares al eje del puente (figura 13) que proporcionan resistencia a la deformación de todas las secciones transversales del puente.

En la construcción moderna de puentes se han intentado varias simplificaciones para reducir, en lo posible, la complejidad de los sistemas de arriostramiento. En algunos casos, el sistema de arriostramiento horizontal situado junto a las alas inferiores se ha eliminado. La última simplificación consiste en eliminar completamente los pórticos transversales intermedios. Esto sólo es posible si la estabilidad lateral de las vigas está garantizada y si los esfuerzos horizontales son recogidos por otros elementos de la superestructura.

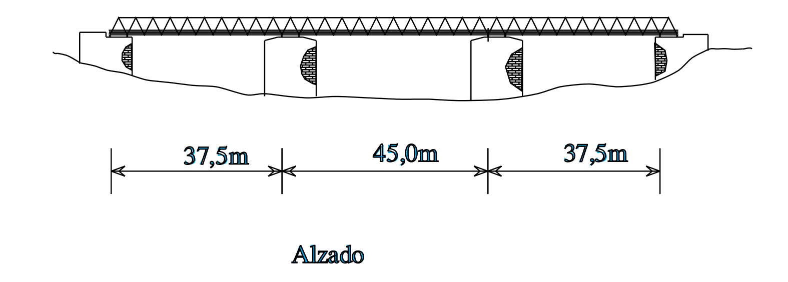
6. PUENTES DE VIGAS DE CELOSÍA

En algunos casos puede adoptarse una viga de celosía como alternativa a la viga compuesta. Aunque en la construcción moderna se utilizan con menor frecuencia debido a su alto contenido de trabajo de taller, puede ser una solución económica para luces grandes, digamos entre 100 y 200 metros.

Una viga de celosía plana puede considerarse como una viga de gran canto en la que las alas son los cordones de compresión y tracción de la celosía y el alma de la viga se sustituye por un sistema triangular abierto que resiste los esfuerzos de cizallamiento.

En el proyecto de puentes se utilizan varios tipos de vigas de celosía. En la figura 15 se muestran algunos ejemplos típicos. Pueden adoptarse vigas de celosía en tramos libremente apoyados (figura 15) o en tramos continuos (figura 16 y 17).

Los sistemas de arriostramiento son necesarios en los puentes de vigas de celosía sólo ya que estas sólo pueden resistir esfuerzos en sus planos.



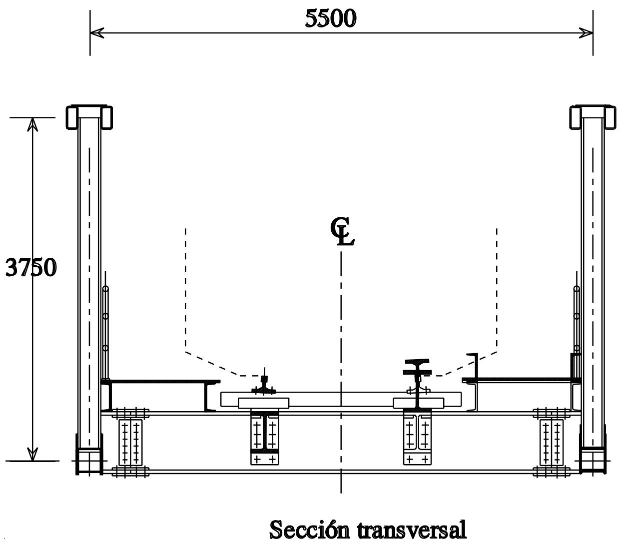


Figura 16 Vigas de celosía Warren para puente de ferrocarril

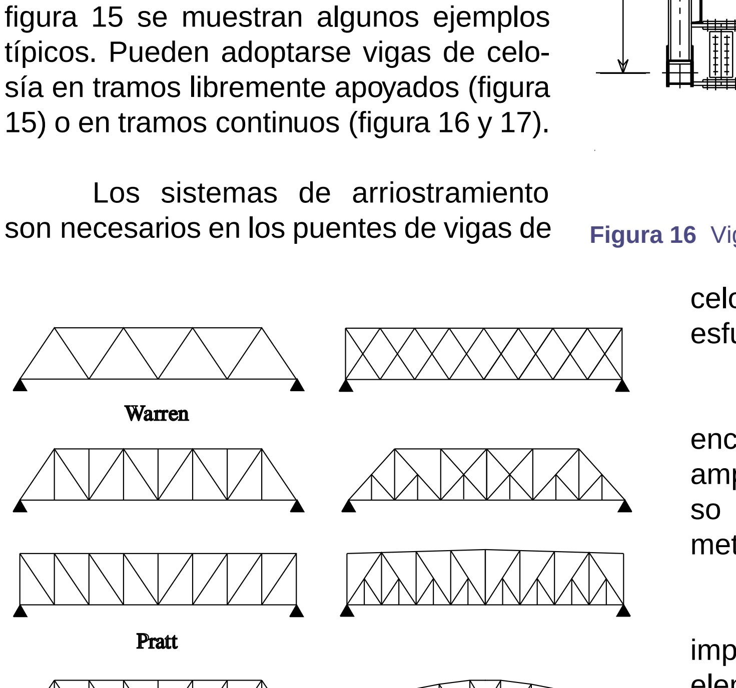
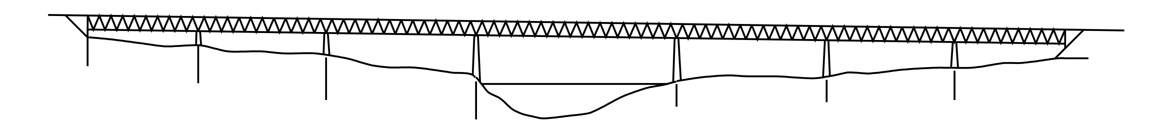


Figura 15 Tipos de viga celosía

Las vigas de celosía que trabajan desde encima del tablero (figura 16) se han utilizado ampliamente en los puentes de ferrocarril, incluso para luces medias del orden de 40 a 100 metros [6].

Desde un punto de vista estético, es importante reducir en lo posible el número de elementos de barra en la viga de celosía. Si es posible, el sistema triangular más sencillo (tipo Warren) produce el mejor aspecto cuando se mira el puente desde ángulos sesgados (figura 16).

Los cordones de celosía y las diagonales se realizan mediante perfiles laminados en caliente, generalmente de forma abierta para simplificar las



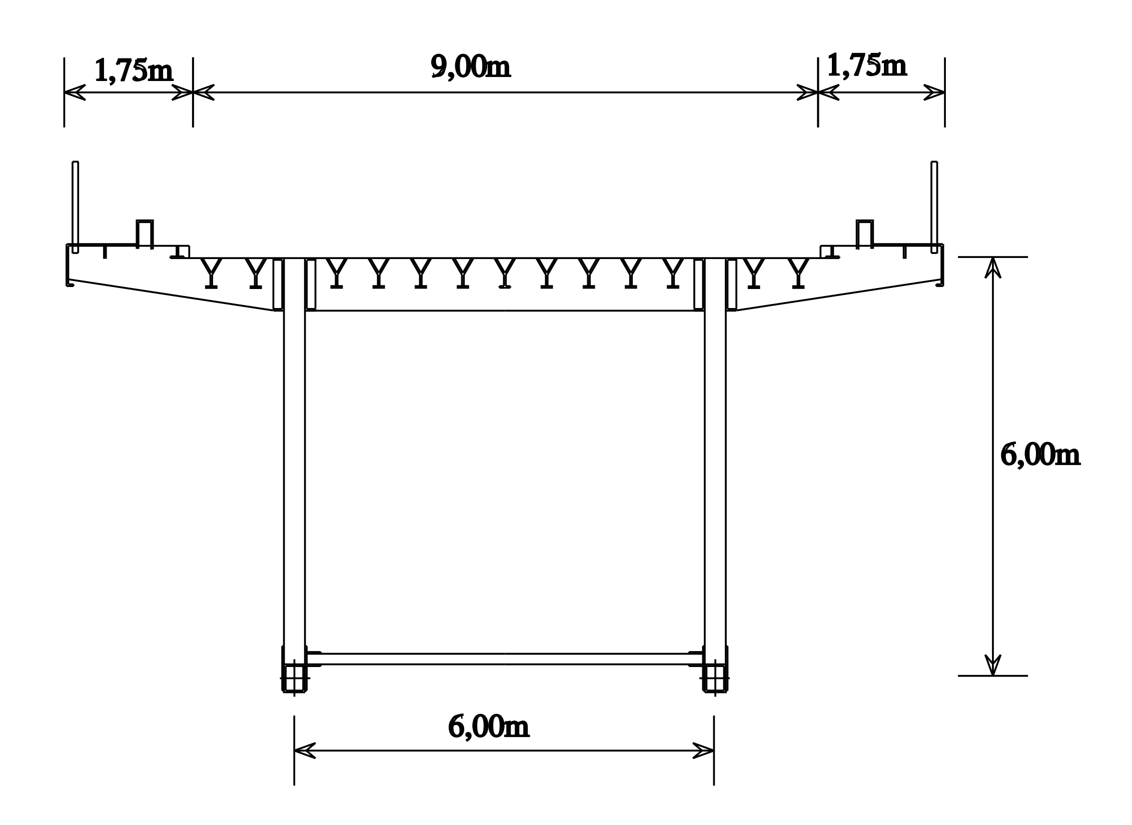


Figura 17 Puente sobre río Fulda (Alemania)

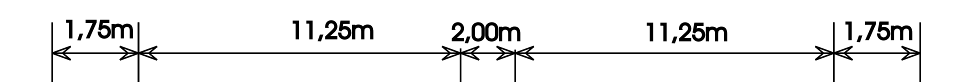
conexiones. No obstante, pueden utilizarse tubos estructurales, por ejemplo para los cordones.

En la figura 17 se muestra el ejemplo de un puente sobre el río Fulda en Kassel, Alemania [7]. En este puente se utilizó una celosía tipo Warren con una relación luz máxima/canto de 23,8. El tablero es una chapa ortotrópica que reduce el peso propio de la superestructura.

7. PUENTES DE VIGAS CAJÓN

Para luces grandes (digamos superiores a 100 m) la vigas en cajón son, en general, el tipo de superestructura de puente más común y eficiente. Construidas con un tablero de chapa ortotrópica para reducir el peso propio del puente o con una losa de hormigón para obtener una sección transversal mixta, las vigas en cajón presentan numerosas ventajas estructurales en comparación con las vigas compuestas y las vigas de celosía. Algunas de las ventajas son:

- alta rigidez torsional
- alas superiores e inferiores anchas susceptibles de soportar esfuerzos longitudinales
- amplio espacio interno para acomodar servicios
- mantenimiento sencillo debido a la facilidad de acceso al interior de la superestructura
- mejor aspecto debido a la gran esbeltez y a la suavidad de las superficies inferiores.



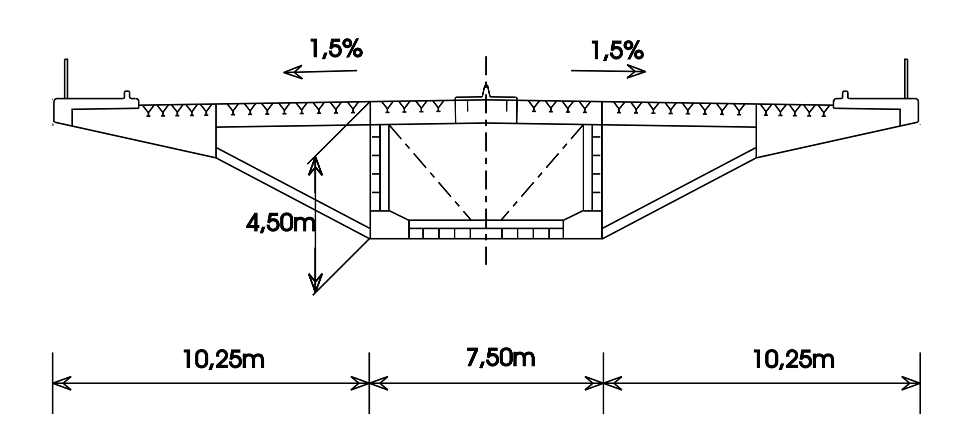


Figura 19 Viga cajón de una celda con puntales inclinados

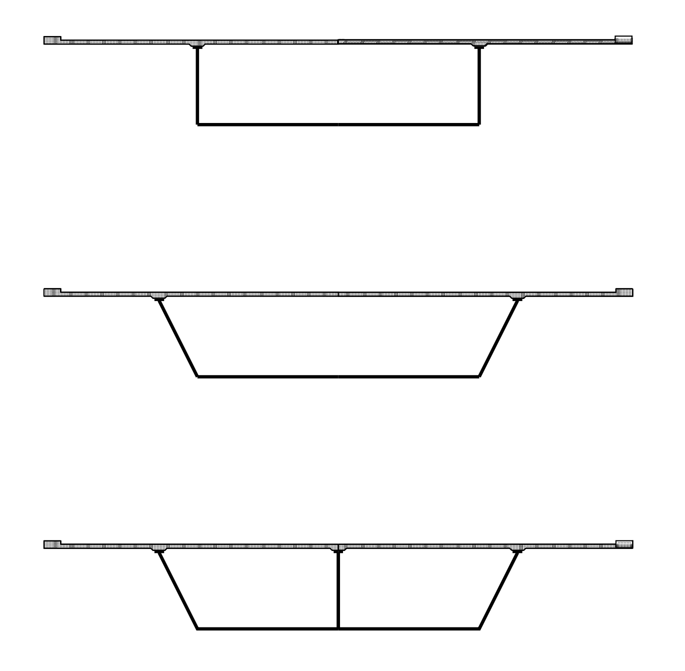


Figura 18 Vigas cajón de una y varias celdas

Debido a la alta rigidez torsional de este tipo de sección transversal, las vigas en cajón resultan una solución muy conveniente para puentes de planta curva.

Para luces grandes, el canto de las vigas cajón continuas puede variar a lo largo del tramo, mejorando la eficiencia estructural para acomodar el gran momento flector en los apoyos (figura 10).

La sección transversal puede estar formada por una caja de una sola célula con almas verticales o inclinadas, o por una caja de células múltiples (figura 18). Otras posibilidades consisten en utilizar, por ejemplo, una única célula con barras comprimidas inclinadas para el apoyo de grandes voladizos (figura 19).

Para luces medias, un tipo muy común de tablero de vigas en cajón en la construcción de

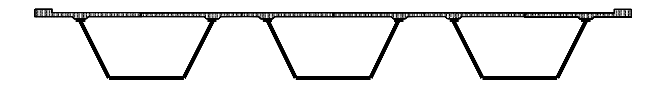


Figura 20 Puente mixto de viga cajón múltiple

puentes, por ejemplo en Norteamérica, es el formado por varios cajones paralelos interconectados por una losa de hormigón armado (figura 20). La acción conjunta entre las vigas en cajón y la placa de hormigón armado se obtiene mediante conectores.

Las dos alas asociadas con cada alma en los puentes mixtos de vigas en cajón pueden ser bastante estrechas, ya que sólo deben transmitir la carga al alma y acomodar los conectores. Por lo tanto, puede definirse una anchura mínima del ala mediante distancias a los bordes y holguras para la soldadura automática de los conectores.

Los diafragmas de apoyo son necesarios en los soportes para transmitir las fuerzas de reacción. Además, incluso en vigas en cajón pequeñas, resulta conveniente adoptar pórticos transversales intermedios (digamos con una separación de entre 10 y 15 m) para evitar la deformación de la sección debida a cargas excéntricas (figura 21). Cabe señalar que durante la construcción, algunas vigas "en cajón" tienen las secciones abiertas y, por ello, quedarán sujetas a deformación por carga excéntrica. En la figura 22 se resumen las deformaciones que pueden ocurrir en los cajones con la parte superior abierta durante la construcción. Un arriostramiento superior entre las alas superiores y/o un arriostramiento transversal diagonal entre las almas resulta generalmente conveniente para superar los efectos de deformación durante la ejecución. El arriostramiento en cruz de San Andrés puede consistir en pequeños angulares soldados a los rigidizadores de chapa.

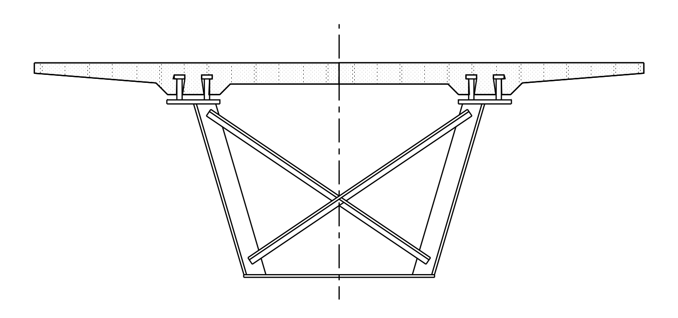


Figura 21 Pórticos transversales intermedios para evitar la distorsión en vigas cajón

El uso de vigas en cajón compuestas en puentes anchos con grandes luces es posible con cajones de una sola célula. Pueden utilizarse travesaños internos, no sólo para mantener la forma de la sección (evitando la deformación) sino también para soportar largueros longitudinales para la losa de hormigón armado. En la figura 23 se muestra una solución de este tipo [7].

P e P_c P_c P_t P_t

Carga excéntrica

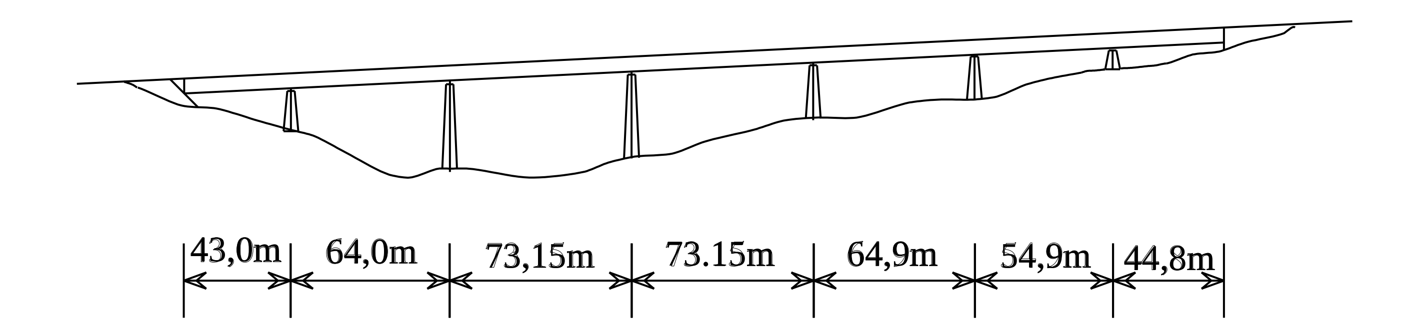
Flexión

Distorsión flectora

Torsión no uniforme

Distorsión debida a torsión

Figura 22 Componentes de carga simétricos y disimétricos y efectos de deformación



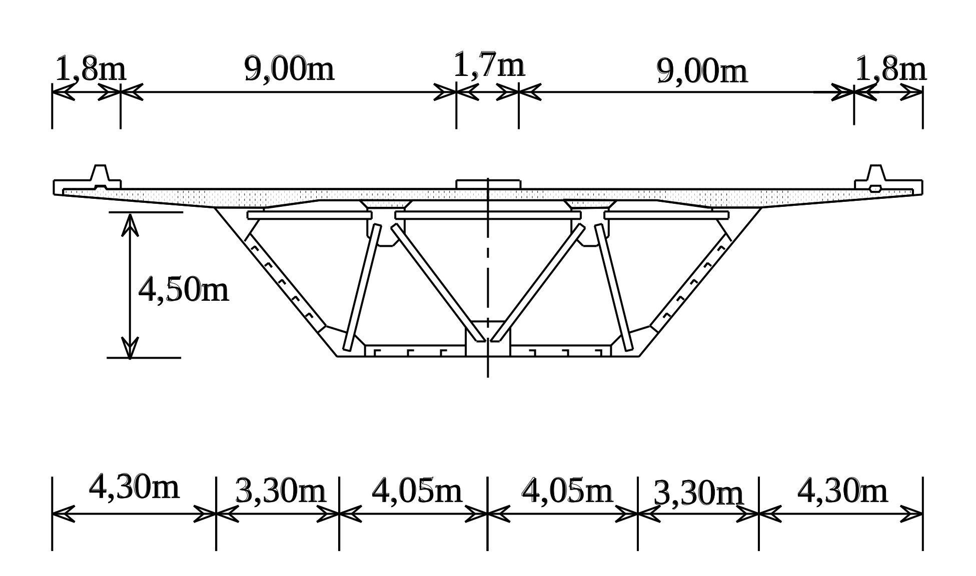
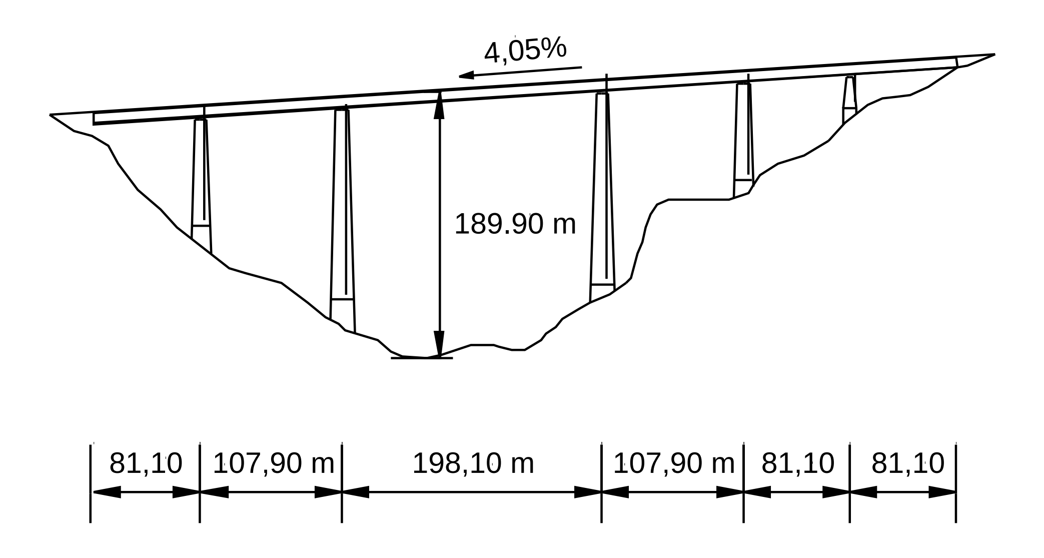


Figura 23 Puente Wuppertal (Alemania)

Para grandes luces es preferible un tablero de chapa ortotrópica para reducir la carga permanente de los puentes de vigas en cajón. En la figura 24 se muestra una solución con un puente de vigas en cajón rectangulares con un tramo principal de 200 m, representado por el “puente Europa” en Austria [7].

La utilización de vigas en cajón no se limita a los puentes de vigas. En puentes de cables inclinados se han utilizado vigas en cajón esbeltas con tableros de chapa ortotrópica (figura 11). Aunque, en los últimos años, los tableros de vigas en cajón de hormigón han demostrado ser una solución económica para algunos puentes de cables inclinados, las vigas en cajón de acero son la solución más conveniente para luces grandes. Comparados con las secciones abiertas, los tableros de vigas en cajón en los puentes de cables inclinados presentan una importante ventaja en lo que se refiere a la estabilidad aerodinámica. La ventaja está asociada a una mayor frecuencia natural de la vibración torsional del tablero, que evita una interacción con el modo fundamental correspondiente a las vibraciones verticales (solicitación a flexión). Los riesgos de inestabilidad por oscilación quedan así eliminados.



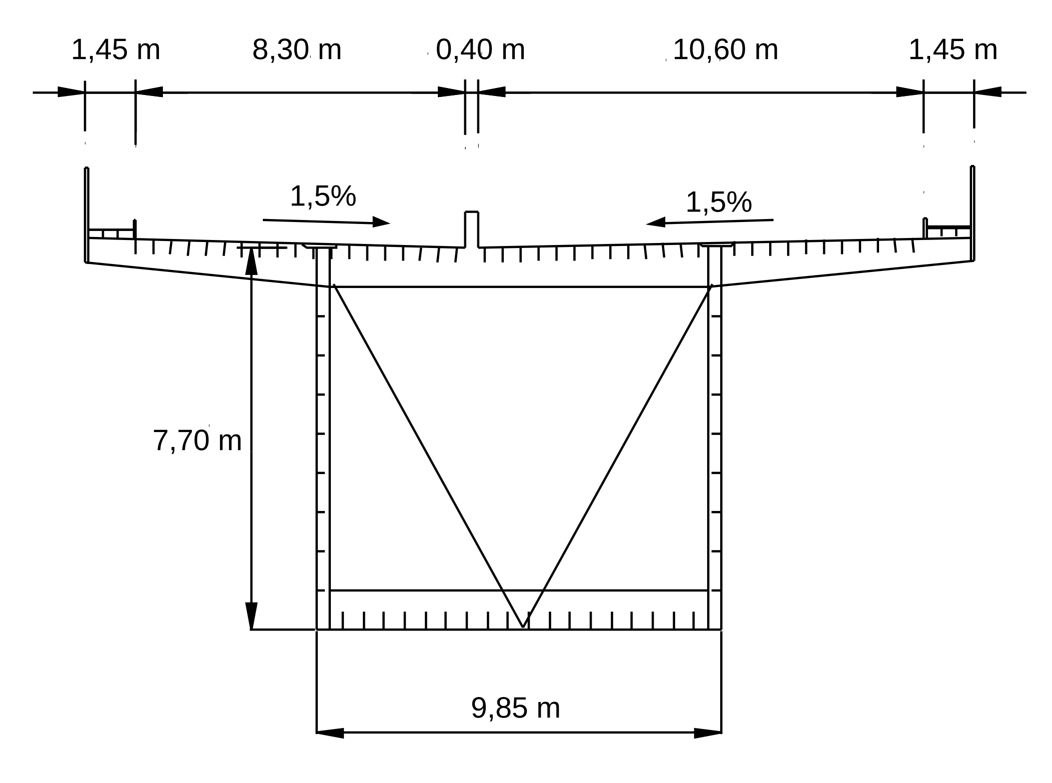


Figura 24 Puente Europa (Austria)

Por razones similares a las expuestas para los puentes de cables inclinados, en los puentes colgantes modernos se han adoptado las vigas en cajón de acero esbeltas con tableros de chapa ortotrópica.

En la figura 12 se muestra la sección del puente Humber, en el que se adoptó una viga en cajón de acero con un peso de 2,6 kN/m^2 solamente. Las mismas ventajas aerodinámicas apuntadas para los tableros de vigas en cajón de los puentes de cables inclinados son válidas para los puentes colgantes.

8. RESUMEN FINAL

- Al decidir el tipo de puente que se debe utilizar en un lugar en particular debe considerarse una amplia gama de factores, por ejemplo luces, procesos de ejecución, condiciones locales, exigencias para los cimientos.
- Por lo general, los puentes de acero presentan las ventajas siguientes: menores cargas permanentes, cimientos económicos, métodos de montaje simples, menores tiempos de ejecución.
- Las partes básicas de un puente son la superestructura, consistente en la estructura del tablero, y la subestructura consistente en las pilas, los estribos y los cimientos.
- El sistema longitudinal de un puente puede ser de uno de los tipos siguientes: viga, pórtico, arco, cables inclinados o colgante.
- Existen tres tipos principales de sistemas transversales de puentes, losa, viga-losa o viga en cajón.
- Las superestructuras de puentes pueden utilizar los sistemas estructurales de vigueta y viga compuesta, viga de celosía o viga en cajón.
- Los sistemas de tablero utilizan una losa de hormigón armado, con o sin vigas transversales, o una losa de hormigón pretensado parcialmente, o una chapa de acero ortotrópica.

9. BIBLIOGRAFÍA

[1] Wittfoht, H., Triumph der Spannweiten, (Spanish ed. Puentes – Ejemplos Internacionales) Ed. Gustavo Gili, Barcelona, 1975.

[2] Vevey, Bulletin Technique, 1978.

[3] Alvarez, R., La estructura metálica hoy, Librería Técnica Bellisco, 1975.

[4] Pfeil, W., “Pontes” Ed. Campus Ltd, Rio de Janeiro, 1983.

[5] Walther, R., Ponts Haubanés, Presses Polytechniques Romandes, 1985.

[6] Reis, A. and Abecasis, T., Railway Bridge over the River Zezere, preliminary Design Report, Grid Consulting Engineers, 1990.

[7] O’Connor, C., Design of Bridge Superstructures, John Wiley & Sons, 1971.

[8] Gimsing, Niels, Cable Supported Bridges, John Wiley & Sons, 1983.

Nota: Al final de la lección 2.6.2 se facilita una lista más amplia de bibliografía.



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO:
INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.6.2: Introducción al Proyecto de Puentes de Acero y Mixtos: Parte 2

OBJETIVOS/CONTENIDO

Continuar con la introducción a los puentes de acero y mixtos. Describir pasarelas, puentes móviles y puentes de servicios. Proporcionar una guía inicial en la selección de la forma y la luz del puente.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 2.6.1: Introducción a los Puentes de Acero y Mixtos (I)

LECCIONES AFINES

Lecciones 18: Sistemas Estructurales: Puentes

RESUMEN

Esta lección continúa con la introducción a los puentes de acero y mixtos iniciada en la lección 2.6.1. Describe tres tipos de puentes especiales, destacando algunas de las características del proyecto. Los puentes peatonales son estructuras estrechas, de carga ligera, frecuentemente en lugares visualmente sensibles. Los puentes móviles están sujetos a exigencias particulares de geometría y masa. Los puentes de servicios ofrecen la oportunidad de realizar un proyecto innovador. La lección concluye con alguna orientación sobre la selección apropiada de la forma del puente y sobre la determinación de los vanos óptimos para los viaductos.

1. INTRODUCCIÓN

En la lección 2.6.1 la atención se concentró tanto en los principales parámetros del diseño como en las diversas formas estructurales que el proyectista puede considerar cuando realiza el proyecto preliminar o conceptual de un puente. Se puede afirmar, sin temor a equivocarse, que la gran mayoría de los puentes son estructuras fijas que soportan una carretera o una vía de ferrocarril y resulta fácil darse cuenta de cómo los tipos de estructuras comentados pueden utilizarse en la construcción de aquellos. En esta segunda parte de las lecciones 2.6, se prestará atención, en primer lugar, a las consideraciones particulares que afectan a algunos tipos especiales de puentes. Se discutirán tres tipos: puentes peatonales, puentes móviles y puentes de servicios (conductos, etc.). Asimismo se facilita alguna orientación sobre la elección del tipo y el vano del puente.



2. PASARELAS PEATONALES

Las pasarelas peatonales son estructuras erigidas para proporcionar a los viandantes paso a través de vías de tráfico o algún otro obstáculo físico como puede ser un río. En comparación con los puentes de carretera o de ferrocarril, las cargas que soportan son bastante modestas y, en la mayoría de los casos, se requiere una estructura muy ligera. Sin embargo, requieren con frecuencia una luz libre grande y, entonces, la rigidez de la estructura deviene en una circunstancia que requiere especial consideración. Además estos puentes quedan, muchas veces, claramente a la vista del público y, por ello, su estética merece una atención especial. El acero ofrece formas de construcción económicas y atractivas que se ajustan a los requisitos que se le exigen a una pasarela peatonal. En la figura 1 se muestran vistas esquemáticas de varias formas estructurales de acero.

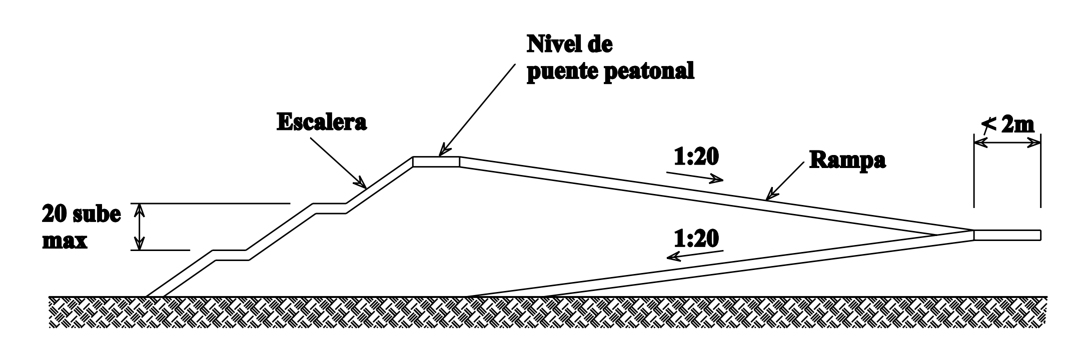


Figura 2 Típicos requisitos de acceso para puentes peatonales

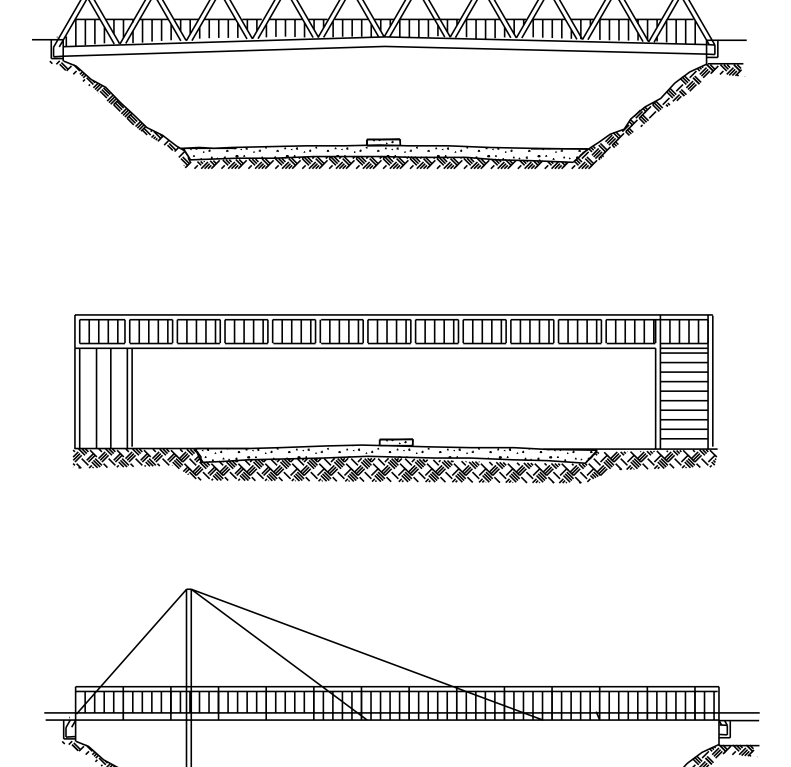


Figura 1 Ejemplo de puentes peatonales sobre autopistas

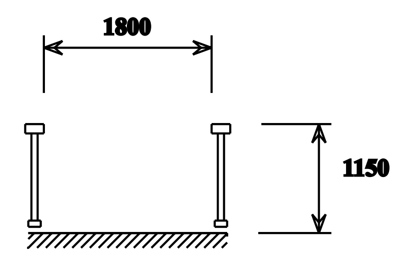
Al igual que cualquier otro puente, las pasarelas deben ser lo suficientemente largas para superar el obstáculo que se debe cruzar y lo suficientemente altos para no interferir en lo que discurra por debajo de ellas. Sin embargo, el acceso a una pasarela peatonal es a menudo muy diferente del de un puente de carretera: no hay necesidad de una alineación horizontal suave (es más, puede que se prefiera una vía de acceso escarpada en ángulo recto al tramo). La continuidad estructural es, por lo tanto, menos frecuente: el tramo principal está a menudo libremente apoyado.

En las pasarelas peatonales, se especifican, frecuentemente, accesos adecuados para sillas de ruedas y bicicletas (véase la figura 2). Deben, entonces, incor-

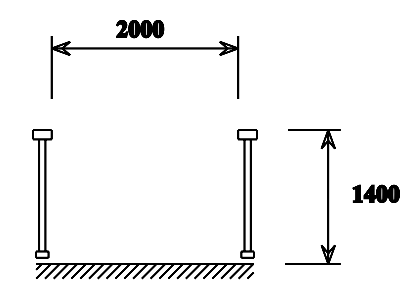
porarse rampas, limitando al mínimo su pendiente. La longitud de las rampas, cuando el acceso se efectúa desde el nivel de la calle sobre la cual se extiende el puente, puede ser mucho mayor que el propio puente. La forma de construcción adecuada para las rampas puede tener una influencia dominante sobre la forma del puente.

Como se muestra en la figura 3, la anchura de una pasarela peatonal es normalmente bastante modesta, justo lo suficiente para permitir el paso libre de peatones en ambas direcciones. Ocasionalmente, el puente dispondrá de carriles separados para peatones y ciclistas, en cuyo caso deberá ser más ancho.

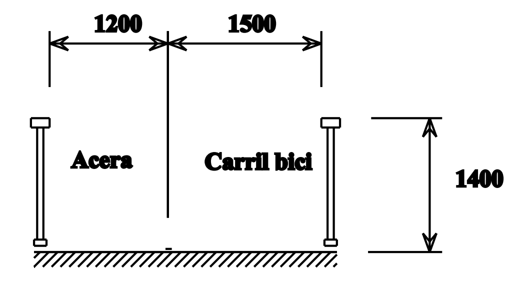
Se incorporan barandillas para la seguridad de los peatones y del tráfico que pasa por debajo. Las pasarelas peatonales sobre vías de ferrocarril pueden necesitar barandillas más altas e incorporar sólidos paneles directamente sobre las vías de tren.



Acera mínima



Acera + carril bici



Separación marcada

Figura 3 Típicas secciones transversales básicas para puentes peatonales

3. PUENTES MÓVILES

3.1 Generalidades

En un terreno llano, un puente fijo, de carretera o ferrocarril, sobre una vía de agua navegable, requerirá una obra de acceso al puente muy larga. Incluso una autovía típica con una pendiente limitada del 4% requerirá una longitud de accesos al puente de 750 m a cada lado para una altura de 30 metros (no es una cifra inusual para un curso de agua en el que pueden navegar barcos de altura). A ello se añadiría la altura de construcción del puente. Para un puente de ferrocarril, con sus menores pendientes, la longitud sería aún mayor.

Una alternativa es mantener el puente en un nivel bajo y diseñarlo para que se abra para permitir el paso de los barcos. La ventaja principal es que el coste de construcción de un puente móvil es casi invariablemente mucho menor que el de un puente de nivel alto (y muchísimo menor que de la otra posibilidad, un túnel). Además, en un terreno llano para el cual se establece la comparación, un puente de nivel alto puede ser visualmente muy molesto. El inconveniente principal de un puente móvil, naturalmente, son los retrasos que impone al tráfico cuando el puente se abre para dejar pasar a los barcos; otros inconvenientes son la necesidad de manipulación y mantenimiento del sistema de apertura, el riesgo de averías con las consiguientes interrupciones del tráfico fluvial o rodado y el riesgo de colisión de los barcos causando daños a la estructura.

Cuando la carretera y la vía navegable son rutas principales, puede que no haya alternativa a un puente de nivel alto o a un túnel. Sin embargo, cuando es aceptable un elemento de retraso se suelen utilizar puentes móviles. Holanda y las regiones orientales llanas del Reino Unido son dos regiones en las que existen muchas estructuras de este tipo.

El proyecto de puentes móviles es un tema altamente especializado y sólo puede abarcarse muy brevemente en los términos generales de esta lección. Los puentes móviles modernos serán probablemente de uno de estos tres tipos (basculante, giratorio o levadizo), siendo tal vez los basculantes los más comunes. A continuación se comentan brevemente las características principales de cada uno de ellos.

(a) Vuelo doble

(b) un vuelo

Contrapeso

(c) Pivotante

Contrapeso

(d) Puente levadizo "holandés"

Figura 4 Tipo de puente basculante

3.2 Puentes basculantes

Un puente basculante consiste en dos brazos en ménsula (o “batientes”) que pivotan sobre ejes horizontales en pilas de estribo

(figura 4a, b y d) o se desplazan hacia atrás sobre una vía (figura 4c). Normalmente, estos puentes sobre vías de tren o carreteras importantes se construyen con un solo batiente, puesto que entonces se comportan como vigas libremente apoyadas para soportar cargas de tráfico; si se utiliza una configuración de doble batiente, incluso las cargas del tráfico son soportadas por estructuras en ménsula que, en consecuencia, deben tener una construcción mucho más resistente.

La ventaja principal de un puente basculante es su eficiencia en el funcionamiento. Los batientes basculantes se elevan y descienden rápidamente y, para el paso de embarcaciones pequeñas, sólo es necesario elevarlas parcialmente, lo que acelera aún más el funcionamiento. Además, a diferencia del puente giratorio, (véase el punto 3.3) funcionan dentro del área protegida de la estructura.

Un inconveniente del puente basculante de rótula simple, tal como se muestra en las figuras 4 (a) y (b), es que la masa de la ménsula debe equilibrarse mientras pivota a fin de mantener los requisitos de energía dentro de un nivel razonable. Esto significa un tramo posterior importante, con una pila de estribo muy profunda para acomodarlo una vez elevado, o el uso de un contrapeso muy substancial. Este problema se resuelve en parte con el tipo de "puente levadizo holandés" (figura 4(d)) en el que el contrapeso se monta en una estructura elevada y, así, no necesita estribos profundos para acomodarlo.

Otro inconveniente es la gran cantidad de energía necesaria para su funcionamiento en condiciones meteorológicas adversas. Un viento fuerte que sople a través de un río puede provocar fuerzas muy grandes sobre los batientes basculantes y la carga de nieve incrementará la masa elevada sin contrapeso alguno que la compense; otras demandas vienen de los sistemas de accionamiento y frenado. Naturalmente, debe señalarse que la alta reserva de energía necesaria en estas condiciones contribuye materialmente al funcionamiento eficaz en condiciones normales.

Aunque estructuralmente eficaz en la mayoría de los lugares, un puente basculante ancho puede presentar problemas en cruces altamente sesgados, ya que la forma no simétrica de los batientes produce fuerzas no equilibradas durante la elevación.

3.3 Puentes giratorios

Un puente giratorio pivota sobre un eje vertical hasta que la superestructura se alinea dejando vía libre a los barcos (figura 5). La

Carretera
Río
Nota : en estas áreas la tierra está "esterilizada"
Planta

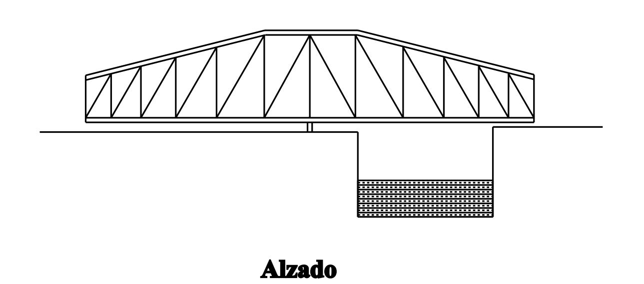


Figura 5 Puente giratorio

ventaja principal de un puente giratorio es que probablemente sus necesidades de energía son más bajas que las de cualquier otro tipo de puente móvil. Si el puente es simétrico (brazos giratorios de igual longitud), los efectos del viento durante el giro son pequeños, ya que se equilibran ampliamente en ambos brazos, mientras que la carga de la nieve no requiere energía adicional; el aumento de la inercia sólo provoca un ligero incremento del tiempo de giro debido a la menor aceleración y frenado.

Estructuralmente, un puente giratorio es eficaz en la medida en que puede construirse como una viga simple (de alma llena o de celosía) que queda en voladizo a cada lado de la pila de pivote durante el giro, pero que reposa sobre los estribos formando una viga continua de dos vanos cuando soporta tráfico; si el vano del voladizo durante el giro es excesivo, resulta comparativamente más fácil proyectarlo como configuración de cables inclinados con una torre sobre la pila de pivote. La función principal de los vientos es soportar la carga permanente durante el giro. Un cruce al sesgo no es ningún problema para un puente giratorio; al contrario, puede ser incluso una ventaja, ya que reduce el arco de giro.

Los principales inconvenientes de un puente giratorio son el tiempo comparativamente mayor necesario para girar de una posición a otra y la gran superficie necesaria para acomodar la estructura cuando el puente está abierto para la navegación; una vez girado, evidentemente, tiene la ventaja de que el espacio libre vertical ("el tiro de aire") es ilimitado. Normalmente, un puente giratorio deberá girar completamente para cualquier barco, cualquiera que sea el tamaño de éste, puesto que una apertura parcial provocaría el riesgo de que el barco golpeara la estructura. Además, puesto que normalmente sólo existe un canal de navegación, el "tramo posterior" es operativamente innecesario y la estructura adicional resulta costosa. El coste estructural adicional puede minimizarse acortando el tramo posterior y contrapesándolo, pero ello reducirá algunas de las ventajas citadas anteriormente; por ejemplo, la carga del viento ya no se compensará y por lo tanto se necesitará más energía para accionar el puente con viento fuerte. Además, la carga de la nieve aplicará una carga vertical no compensada sobre la estructura. ¡Quizá el lugar "ideal" para un puente giratorio sea un río con una isla exactamente en medio y canales de navegación a cada lado!

3.4 Puentes levadizos

En los puentes levadizos el tramo se eleva sobre torres en cada extremo para despejar el canal de navegación (figura 6). Estructuralmente, los puentes levadizos son muy eficientes, ya que son tramos libremente apoyados, tanto en servicio como durante la operación de elevación. Se proyectan como vigas (de alma llena o de celosía) y, puesto que no deben funcionar como ménsulas en ninguna condición, pueden proporcionar luces de apertura mucho mayores que los puentes basculantes o giratorios.

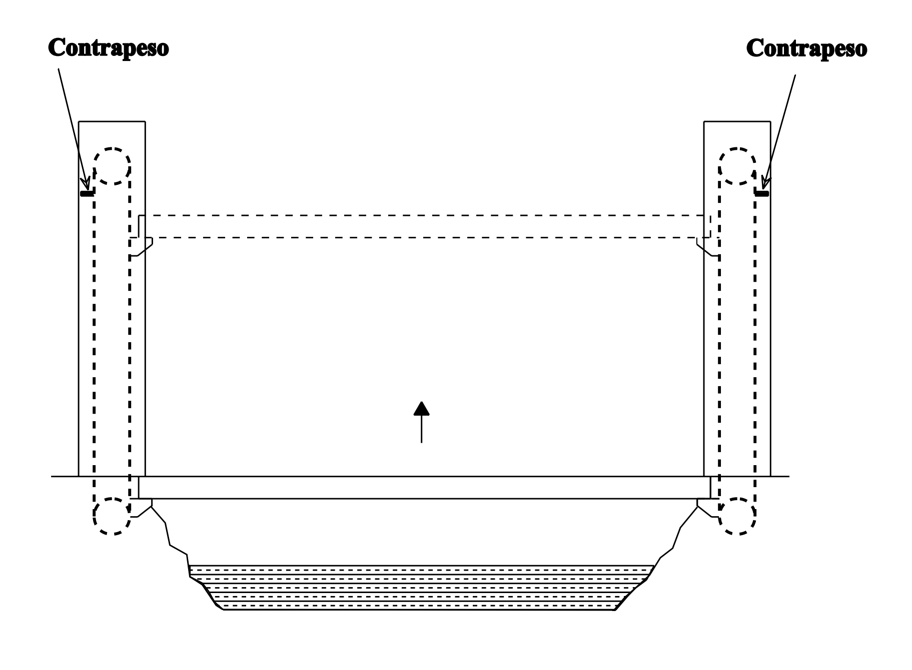


Figura 6 Puente levadizo

El principal inconveniente de un puente levadizo es que sólo puede dar la altura que den las torres; así, si se necesitan alturas muy grandes, la torres resultan muy costosas. No obstante, al igual que con los puentes basculantes, no es necesario elevar completamente el tablero para barcos pequeños, lo que mejora la eficiencia de funcionamiento. Además, aunque evidentemente el peso propio del tablero levadizo estará contrapesado, el sistema de accionamiento debe prever la posibilidad de presencia de nieve durante la elevación.

3.5 Otros tipos de puentes móviles

Otros tipos de puentes móviles que se han utilizado en el pasado (y ocasionalmente en el presente) son:

- Puentes flotantes, en los que una sección puede botarse sobre pontones para permitir el paso de los barcos.
- Puentes transportadores, en los que un vagón que transporta vehículos se suspende de un carro de puente-grúa sobre una viga, y la cruza, a una altura suficiente para dejar paso a la navegación.
- Puentes deslizantes, en los que la estructura del puente se desliza hacia atrás desde el río en línea con ella misma.

Todos estos tipos de puentes presentan graves inconvenientes operativos y de otros tipos para casi todas las aplicaciones de hoy en día.

4. PUENTES DE SERVICIOS

La mayoría de los puentes, ya sean de carretera, ferrocarril o peatonales, sirven también para conducir algún servicio público (electricidad, teléfono, agua, gas, etc.). Las previsiones que deben hacerse para llevar estos servicios varía según el tipo de puente; por ejemplo, las vigas en cajón proporcionan un área evidente para conducirlos (aunque debe tomarse las precauciones oportunas para prevenir accidentes; ¡una viga en cajón inundada como consecuencia de la rotura de una conducción interna de agua podría ser desastrosa!). En los puentes de vigas armadas se pueden conducir los servicios por el interior de las aceras o suspendidos de las vigas transversales, si las hubiera.

En esta sección, sin embargo, la atención se centra en los puentes cuyo propósito exclusivo es únicamente conducir un servicio. Claramente, un puente de servicios puede ser de cualquiera de los tipos de puente fijos descritos, pero existen algunas consideraciones especiales. La carga es generalmente muy ligera en comparación con el tráfico rodado o ferroviario y, por lo tanto, presentan también algunos de los problemas de los puentes peatonales. Quizá la forma más común de puente de servicio es una simple viga de celosía ligera, aunque las consideraciones estéticas pueden llevar a desestimarla en ciertos lugares.

Una variación interesante de la simple viga de celosía se ha empleado ocasionalmente para servicios que requieren conductos, por ejemplo gas o agua. Se trata de utilizar los tubos de conducción como cordones; un ejemplo de ello es una viga de celosía tridimensional de sección triangular que conduce gas a alta presión en sus cordones (figura 7); este tipo de estructura presenta un pequeño problema por cuanto los cordones tubulares dan pie a un cierto nivel de excitación aerodinámica y, aunque esto puede no constituir un problema inmediato, podrían aparecer efectos de fatiga a largo plazo. Esto último se solucionó con un sencillo cambio aerodinámico en la sección.

La utilización de estructuras de cables es también frecuente en los puentes de servicios. A veces el propio servicio los proporciona: un cable elevado de transmisión de energía eléctrica es, en efecto, una amplia serie de tramos en que los conductores hacen de puente. En largos cruces de electricidad, puede ser necesario adoptar medidas especiales para eliminar toda tendencia a la oscilación aerodinámica. Las estructuras de cables pueden también utilizarse para sujetar conductos cuando la longitud es demasiado grande para dejar el conducto sin apoyo. En tal caso, se han utilizado tanto los puentes colgantes como los puentes de cables inclinados, a veces utilizando el propio conducto como viga de rigidez y a veces disponiendo una viga separada.

Sin embargo, es probable que, si se opta por un puente colgante, el peso propio será tan bajo que la estructura será inaceptablemente flexible. Además, será muy débil en la dirección transversal cuando se someta a la carga del viento. Una forma

Tirantes tubulares que forman las tuberías de gas

Muchos vanos

Alzado

Sección



Figura 7 Puente de celosía para tubería de gas



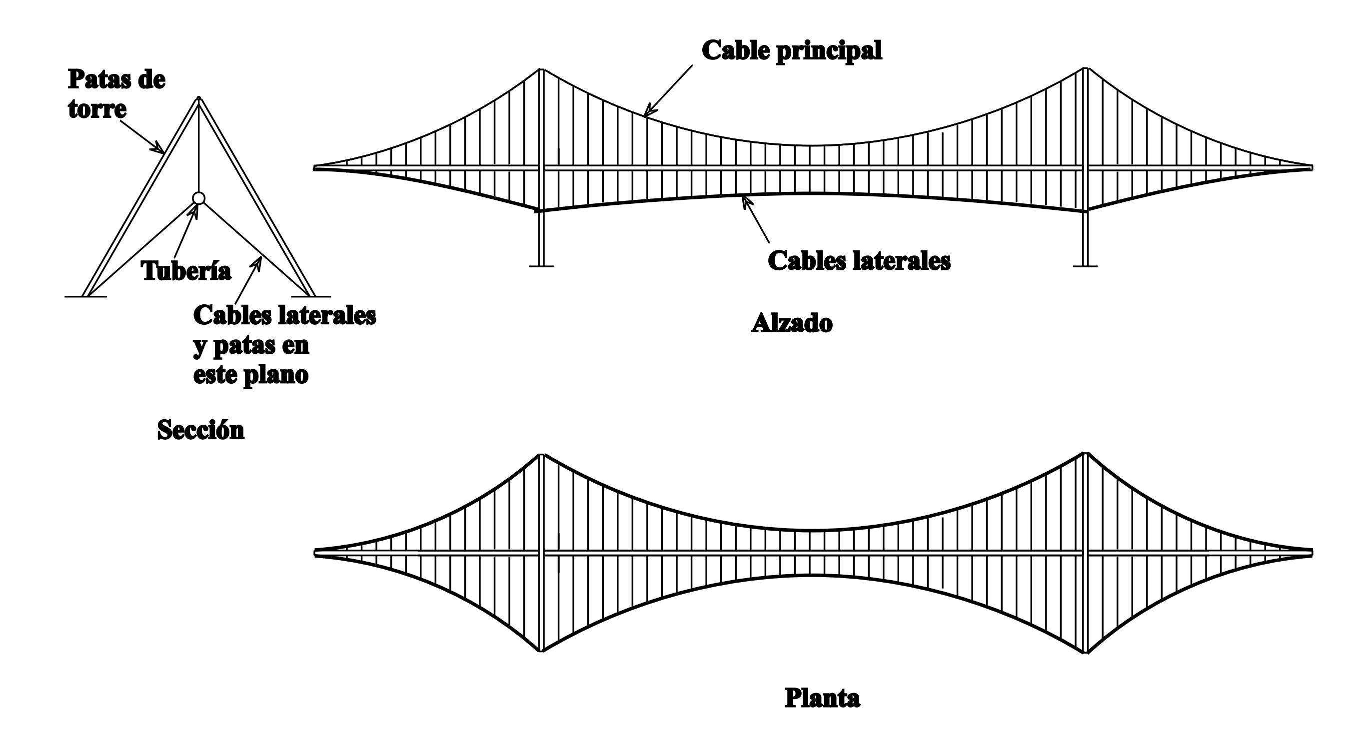


Figura 8 Puente colgante para tubería de gas

sencilla de corregir ambos defectos es introducir dos cables adicionales en cada lado del conducto (o en la vigueta separada si existe), inclinados hacia atrás desde el conducto y tensados contra el cable principal de suspensión (figura 8). Esta forma de estructura es muy ligera y adecuada para utilizarla en áreas donde el acceso es difícil para transportar piezas pesadas.

5. GUÍA PARA EL DISEÑO INICIAL

5.1 Selección de la forma del puente

Cada forma del puente es adecuada para un dominio particular de tramos (véase la figura 9, en la que se muestra también el vano más grande para cada tipo de solución).

Los puentes colgantes o de cables inclinados son las formas capaces de conseguir las mayores luces. Claramente, son menos adecuadas para puentes de carretera o de ferrocarril de luz pequeña o media. Sin embargo, pueden ser apropiados para puentes peatonales de luz pequeña, en parte porque no tienen ninguna carga concentrada que requiera una viga de rigidez costosa, y en parte por consideraciones estéticas. (Cabe señalar que la misma consideración necesaria para luces grandes, como la estabilidad aerodinámica, debe aplicarse a los puentes peatonales de acero).

Los puentes colgantes siguen utilizándose para las luces mayores en los que las pilas intermedias no son viables. Los cables están sujetos a una tracción muy alta y se anclan en el suelo, generalmente mediante cimientos de gravedad combinados a veces con anclajes de roca. Así pues, la presencia de roca en la superficie del suelo o junto a ella resultan esenciales.

Los puentes de cables inclinados son de forma colgante con cables directamente conectados al tablero.

La estructura se ancla por sí misma y, por lo tanto, depende menos de las buenas condiciones del suelo. No obstante, el tablero debe proyectarse previendo esfuerzos axiales importantes desde el componente horizontal de la fuerza del cable. El proceso de construcción es más rápido que en el puente colgante, ya que los cables y el tablero se montan al mismo tiempo.

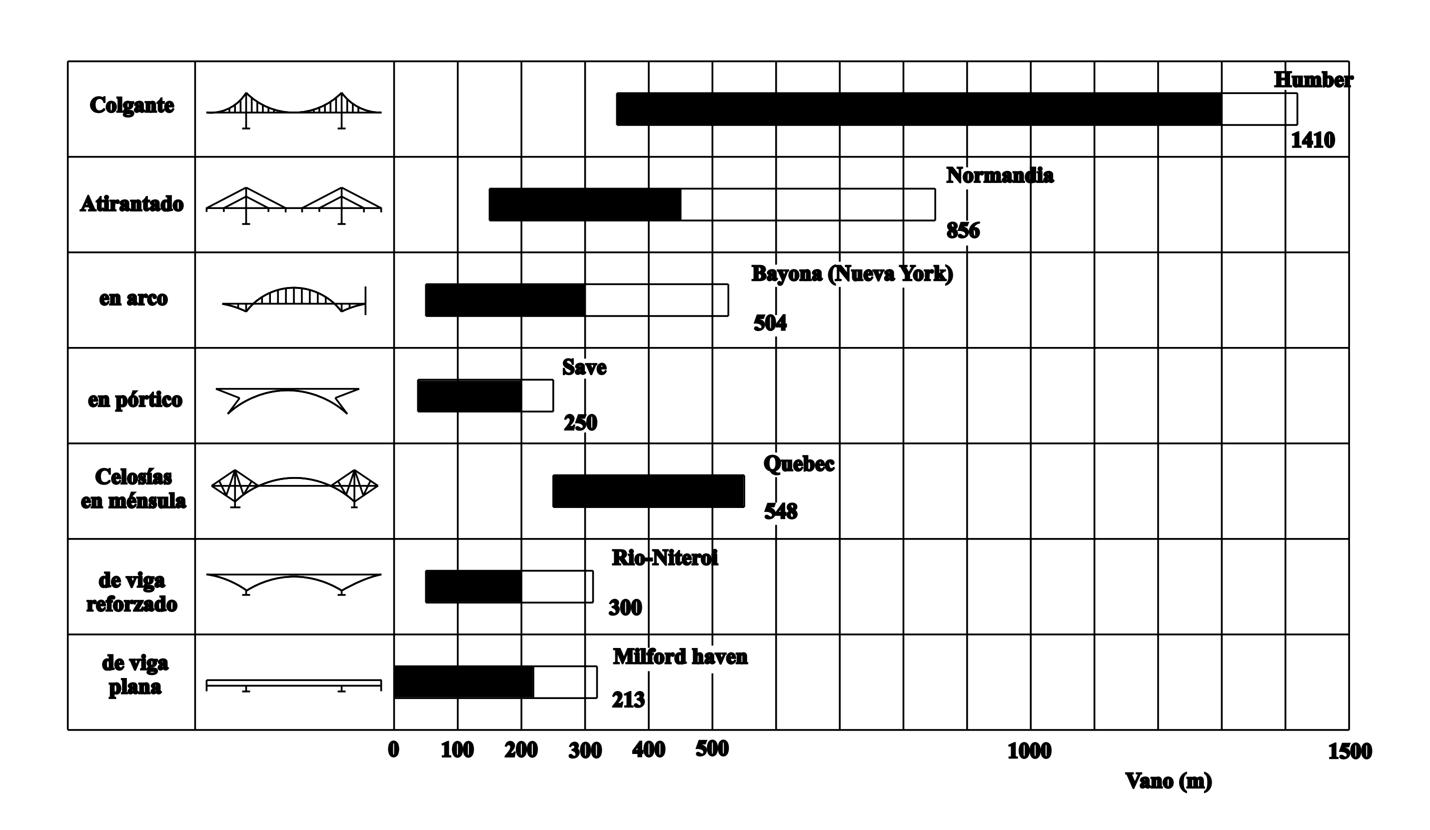


Figura 9 Variación normal de vanos y vanos record para diferentes tipos de puentes de acero



Los tipos de puentes tales como arcos o pórticos pueden ser adecuados para lugares especiales. Por ejemplo, un arco es la solución lógica para una luz media que cruce un barranco de lados escarpados. Un arco con tirante es una solución adecuada para una luz única en la que la altura de construcción es limitada y la presencia de una carretera de geometría curva o alguna otra obstrucción entran en conflicto con los vientos posteriores de un puente de cables inclinados.

Los puentes de pórticos son generalmente adecuados para luces pequeñas o medias. En una forma de tres tramos con montantes inclinados, pueden ser una solución económica al reducir la luz principal; asimismo, tienen un aspecto atractivo. El riesgo de colisión de barcos debe considerarse si los montantes inclinados se utilizan sobre ríos navegables.

Los puentes en voladizo se utilizaron durante la primera etapa de la evolución de los puentes de acero. Para la construcción moderna se adoptan raramente.

Las vigas de canto variable se utilizan frecuentemente para estructuras continuas en las que el tramo principal supera los 50 m. Su aspecto es más atractivo y la mayor eficacia de la construcción de canto variable compensa ampliamente los mayores costes de trabajo de taller.

Ecu/m²
800
700
600
500
400
300
200
100
Coste total
Coste de la superestructura
Coste de cimentación
Luz óptima
10 20 30 40 50 60 70
Span (m)

Figura 10 Resultado del típico estudio de costes para determinar la luz óptima de un viaducto

Las vigas sencillas, es decir, vigas de canto constante, se utilizan para todos los puentes de luz pequeña, tanto en tramos simples de construcción continua como para luces de hasta aproximadamente 30 m. Los perfiles laminados son viables y generalmente ofrecen una mayor economía. Encima de este tramo serán necesarios perfiles trabajados en taller.

Tanto las vigas de canto variable como las sencillas pueden ser vigas armadas de chapa o vigas cajón. El desarrollo de la fabricación semiautomática de vigas compuestas ha supuesto una marcada mejora de su economía relativa. Esta forma de construcción es, probablemente, la solución preferible para luces de hasta 60 m aproximadamente, si su altura de construcción no está especialmente limitada. Por encima de los 60 m de altura, y muy por debajo de esta cifra, si la altura de construcción está limitada o existe curvatura de plano, la viga en cajón será probablemente la más económica.

5.2 Selección de la luz

Para cruces importantes, la selección de la luz se regirá probablemente por la topografía local. Incluso para cruces menores, el tamaño físico de obstáculos que se deben cruzar será el principal determinante de la luz.

No obstante, para los viaductos de tramos múltiples se puede optar entre varias luces y el ingeniero deberá tratar de hallar la solución más económica. La siguiente tabla resume los factores que influyen en esta elección.

Para viaductos largos vale la pena realizar proyectos iniciales presupuestados para diferentes luces a fin de determinar la combinación más económica de costes de superestructura e infraestructura. En la figura 10 se muestra el resultado de un estudio típico. A continuación se muestran las luces óptimas típicas.

Factor	Razones
Situación de los obstáculos	La posición de las pilas viene a menudo dictada por ríos, vías de ferrocarril y servicios enterrados.
Altura de construcción	La longitud de la luz puede verse limitada por la altura de construcción máxima disponible.
Costes relativos de superestructura e infraestructura	Unas malas condiciones del terreno requieren cimientos costosos; las luces mayores favorecen la economía
Viabilidad de construir pilas intermedias en cruces de ríos	(a) Los ríos con mareas o de caudal rápido pueden impedir la utilización de pilas intermedias (b) Para cursos de agua navegables, la colisión accidental de barcos puede impedir la utilización de pilas intermedias.
Altura del tablero por encima del suelo	Cuando la altura supera aproximadamente los 15 m, los costes de las pilas son importantes, por lo que se seleccionarán luces mayores
Cargas	Para cargas más pesadas como las del ferrocarril se seleccionarán luces más cortas

Tabla 1 Factores que influyen en la selección de luces para viaductos

Condiciones	Carretera	Ferrocarril
Cimientos simples (cimiento en losa o pilotes pequeños)	25-45	20-30
Cimientos difíciles (pilotes de 20 m de largo)	35-55	25-40
Pilas de 15 m de altura	45-65	30-45

Tabla 2 Luces óptimas típicas para viaductos

6. RESUMEN FINAL

- Los puentes peatonales de acero son estructuras ligeras y económicas que ofrecen considerables oportunidades para proyectos atractivos e innovadores.
- En terrenos llanos, los puentes móviles permiten economías considerables respecto a los puentes fijos o los túneles.
- Los puentes móviles son generalmente puentes basculantes, puentes giratorios o puentes levadizos. Cada uno presenta ventajas e inconvenientes particulares y requieren prestar atención, en el proyecto, a las características clave.
- Los pliegos de condiciones limitados para las prestaciones de los puentes de servicio puede dar como resultado soluciones estructurales excepcionales.
- Para los puentes colgantes, de cables inclinados, de arco, de pórtico, de ménsula y de vigas de alma llena existe una gama de luces preferibles. La elección de la forma de la estructura es una de las más importantes decisiones del proyecto inicial.
- Aunque muchas luces vienen dictadas por exigencias exteriores, es posible optimizar la elección de las luces para los viaductos.

7. LECTURAS ADICIONALES

1. The Steel Construction Institute. The Steel Designers Manual, 5th Edition, Blackwell Scientific Publications, Oxford, 1992.

2. Iles, D C. The Design of Footbridges. British Steel General Steels, London, 1993.

3. Alvarez, R. La Estructura Metálica Hoy, Librería Técnica Belliso, 1975.

4. Mason, J. Pontes Metlicas e Mistas em Viga Recta, Livros Tcnicos e Cientificos, Rio de Janeiro, 1976.

5. Homberg, H., Trenks, K. Drehsteife Krenzwerke, Sprinzer Verlag, 1962.

6. Hambley, E. Bridge Deck Behaviour, London Chapman and Hall, John Wiley & Sons, 1976.

7. Cusens, A., Pama, R. Bridge Deck Analysis, John Wiley & Sons.

8. Badoux, J. Conception des Structures Metaliques, Partie D, Dimensionnement des ponts. ICOM-Institut de la Constructin Metalliques ´|cole Polytechnique Federale de Lausanne.

9. Johnson, R P. Composite Structures of Steel & Concrete, Volume 2 - Bridges, SCI P-051, Collins, 1986.

10. 2nd International Symposium on Steel Bridges, Paris, April 1992.

11. The Steel Construction Institute Design Guides for Bridges:

SCI P065 Design Guide for Continuous Composite Bridges: 1 Compact Sections, Iles DC, 1989

SCI P066 Design Guide for Continuous Composite Bridges:Design Guide for Continuous Composite Bridges: 2 Non-Compact Sections, Iles DC, 1990

SCI P084 Design Guide for Simply Supported Composite Bridges, Iles DC, 1991

SCI P204 Replacement Steel Bridges for Motorway Widening (SCI in association with BCSA and British Steel General Steels), Iles DC, 1992

SCI P208 Motorway Widening: Steel Bridges for Wider Highway Layouts, Iles DC, 1993.

12. Brown, CW. Constructional Steel Design: An International Guide, Elsevier Applied Science, London, 1992.

13. Godfrey, G B. Jointless Bridges in Composite Construction, Steel Construction Today, Volume 3 No. 1, Blackwell Scientific Publications, Oxford, 1989.

14. Tatsumi, M. Long Span Steel Bridges in Japan presented at Pacific Structural Steel Conference, Japanese Society of Steel Construction, 1992.



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.7.1: Introducción al Diseño de Edificios de Varias Plantas: Parte 1

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar los temas preliminares en el diseño de edificios de varias plantas.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Comprensión de las principios de diseño y de las configuraciones estructurales.

LECCIONES AFINES

Lección 2.1: Proceso de Diseño

Lección 2.2.1: Principios de Diseño

Lección 2.2.2: Bases de Diseño en Estados Límite y Coeficientes de Seguridad

Lección 2.3: Bases para la Determinación de Cargas

RESUMEN

La lección describe brevemente los componentes fundamentales de la estructura de un edificio. Presenta las diferentes configuraciones estructurales para resistir las cargas horizontales y verticales. Por último, se considera la cuestión de la protección contra incendios.

1. INTRODUCCIÓN

Un edificio de varias plantas debe resistir los efectos combinados de las cargas horizontales y verticales; se compone de cimientos, estructuras y losas del forjado.

La estructura comprende pilares y vigas junto con arriostramientos horizontales y verticales que estabilizan el edificio resistiendo las acciones horizontales (cargas del viento y sísmicas).

Las losas de forjado se apoyan mediante vigas de modo que las cargas verticales se transmiten a los pilares. Son de hormigón armado o mixtas con chapas de acero perfiladas. Normalmente los pilares son de perfiles en H o secciones huecas de acero laminado en caliente. La utilización de secciones huecas rellenos de hormigón puede mejorar su resistencia al fuego. Normalmente las vigas son de perfiles en I y en H. No obstante, la utilización de perfiles compuestos soldados puede ofrecer soluciones más racionales en algunos casos.

Los sistemas estructurales habituales pertenecen esencialmente a dos categorías: sistemas de pórticos rígidos y sistemas arriostrados, siendo los segundos los más sencillos y, por tanto, la solución más económica.

En las estructuras arriostradas, los arriostramientos verticales se forman mediante barras diagonales dentro de la estructura de acero. Estos arriostramientos puede tener formas diferentes (forma en X arriostrados transversalmente; formas en V o en V invertida; pórtico simétrico o asimétrico). Los muros o núcleos a cortante de hormigón armado son alternativas a los arriostramientos de acero.

Estos componentes principales de los edificios de varias plantas y su proyecto se describen en el punto siguiente:

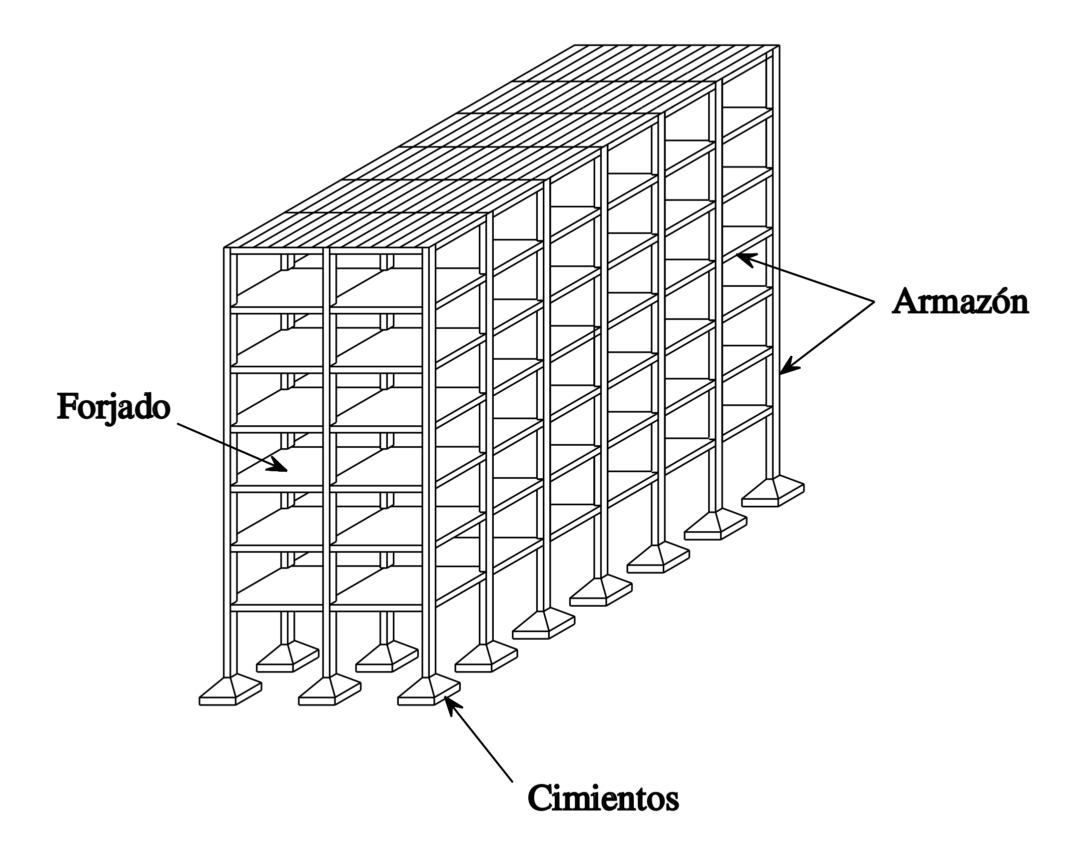


Figura 1 Principales componentes estructurales de un edificio de varias plantas

2. EL ESQUEMA ESTRUCTURAL

Un edificio de varias plantas incluye los elementos estructurales siguientes (figura 1):

a. cimientos
b. estructura
c. estructuras de forjado.

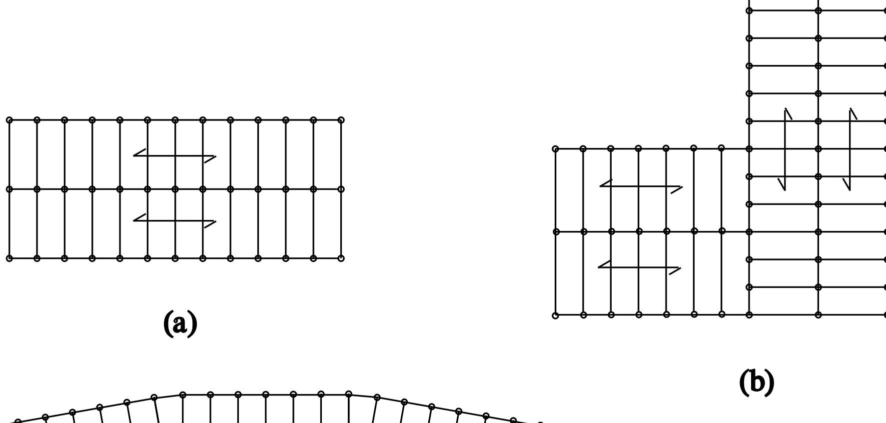
Los cimientos se realizan con hormigón armado. El tipo de cimentación se selecciona conforme a las características y condiciones del terreno.

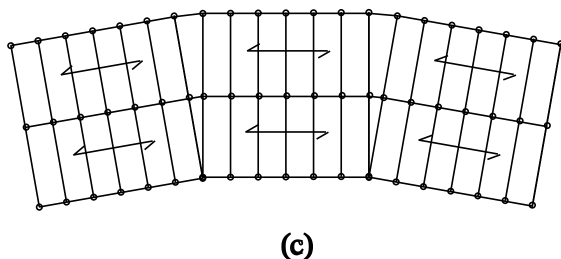
La estructura de acero proporciona resistencia a las cargas y soporta los elementos secundarios tales como la losa del forjado y cerramientos.

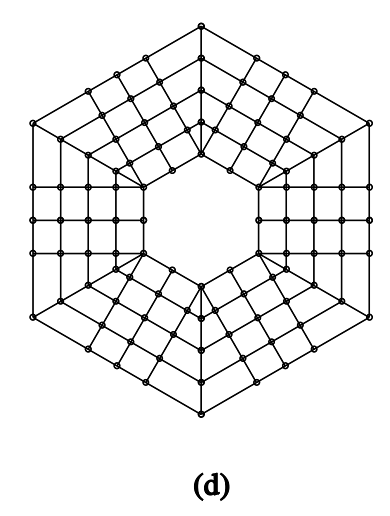
Todas las cargas externas, tanto verticales como horizontales, son transmitidas a los cimientos por medio de la estructura de acero. Se compone principalmente de elementos verticales (pilares) y elementos horizontales (vigas), que pueden estar conectados de diferentes maneras. Según el grado de embridado de las conexiones viga-pilar, el armazón puede considerarse como “rígido”, “semirrígido” o “articulado”. En el caso de que sea articulado, el armazón deben incorporar elementos de arriostramiento que se sitúan en los planos rectangulares acotados por pilares y vigas.

Las losas del forjado deben resistir las cargas verticales que actúan sobre ellas y transmitirlas a las viguetas en las que se apoyan. Transmiten asimismo las cargas horizontales a los puntos del armazón donde están situadas las barras de arriostramiento.

La disposición estructural de los edificios de varias plantas a menudo se inspira en la forma de la planta del edificio, dando como resultado soluciones diferentes (figura 2). La planta puede ser rectangular (figura 2a), en L (figura 2b), curvada (figura 2c), poligonal (figura 2d) o quizá compuesta de elementos rectangulares y triangulares (figura 2e).







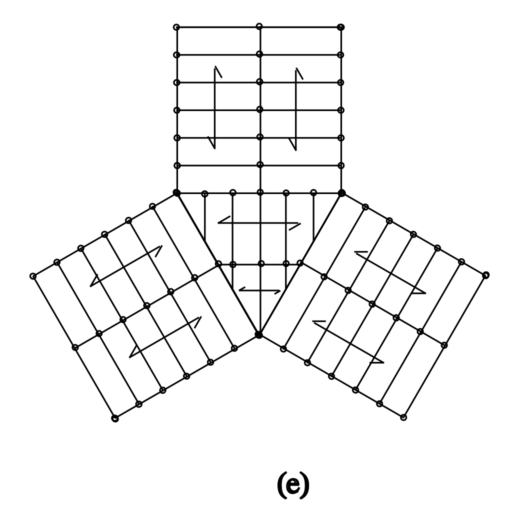


Figura 2 Disposición estructural según la forma de la planta del edificio

3. PILARES

Los pilares son los elementos estructurales que transmiten todas las cargas verticales de los forjados a los cimientos. El medio de transmisión de la carga vertical está relacionado con el sistema estructural particular utilizado para la estructura (figura 4).

La situación de los pilares en planta se rige por el plano estructural. Las disposiciones de emparrillado más comunes son cuadrada, rectangular u ocasionalmente triangular, de acuerdo con la elección del sistema estructural global (figura 3). La separación de los pilares depende de la resistencia a la carga de las vigas y la estructura del forjado. Puede variar de 3 a 20 m, pero normalmente es del orden de 6 a 10 m.

La transmisión de cargas de los forjados a los pilares puede producirse directamente desde las viguetas a los pilares (figura 4a) o indirectamente. En la transmisión indirecta se utilizan vigas de "transferencia" principales (figura 4b), que resisten todas las cargas transmitidas por los pilares de arriba.

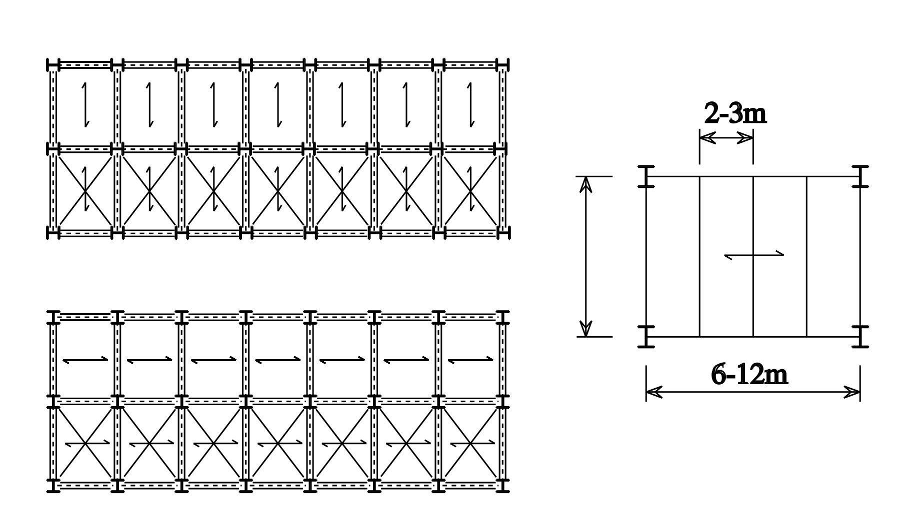
En los sistemas suspendidos (figura 4c), la transmisión de las cargas verticales es mucho más compleja. Se realiza directamente mediante barras de tracción (tirantes) colgadas de las vigas superiores que soportan la carga vertical total de todos los forjados. Un número limitado de grandes pilares transmiten la carga total a los cimientos.

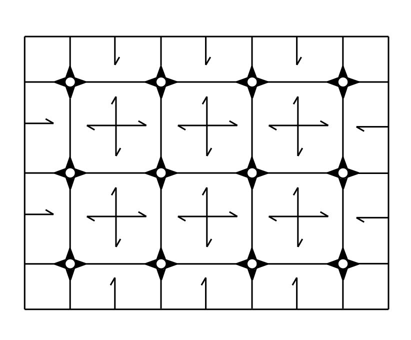
La selección de la situación y separación de los pilares depende del sistema estructural, que debe armonizar requisitos funcionales y económicos.

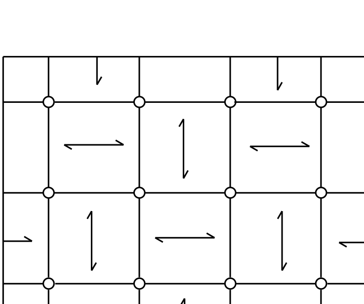
Las formas de las secciones utilizadas normalmente para los pilares pueden subdividirse en (figura 5):

- secciones abiertas.
- secciones huecas.

Las secciones abiertas son básicamente perfiles en I y en H laminados en caliente







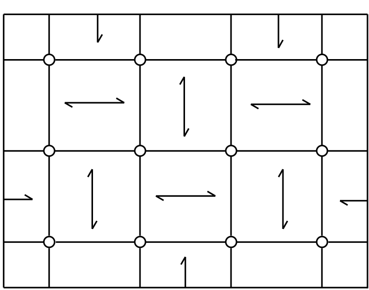


Figura 3 Diferentes colocaciones de columnas

(a)

(b)

(c)

Figura 4 Diferentes métodos de transmisión de carga vertical

(figura 5a). Las secciones en doble T pueden asimismo formarse por soldadura. Las secciones en forma de cruz pueden obtenerse soldando perfiles en L, chapas o perfiles en doble T (figura 5b).

Las secciones huecas son tubos de sección circular, cuadrada o rectangular (figura 5c). Pueden también formarse soldando chapas o perfiles en doble T (figura 5d).

Las secciones huecas circulares y cuadradas presentan la ventaja de que tienen la misma resistencia en las dos direcciones principales, lo que permite obtener secciones de dimensiones mínimas. A veces las secciones huecas se rellenan de hormigón, aumentando su resistencia al mismo tiempo que se consigue una importante resistencia al fuego (> 60 minutos) (figura 5e). Sin embargo, las conexiones viga-pilar son más complejas que las conexiones entre perfiles en I.

4. VIGAS

Las vigas soportan los elementos del forjado y transmiten sus cargas verticales a los pilares.

En una estructura típica de edificio rectangular, las vigas comprenden los elementos horizontales que se extienden entre pilares adyacentes; pueden utilizarse asimismo vigas secundarias para transmitir las cargas del forjado a las vigas principales (o primarias).

En los edificios de varias plantas, las formas de sección más comunes para las vigas son las formas en I laminadas en caliente (figura 6a) o en H (figura 6c) con alturas de 80 a 600 mm. En algunos casos pueden utilizarse también perfiles en U (simple o doble) (figura 6b).

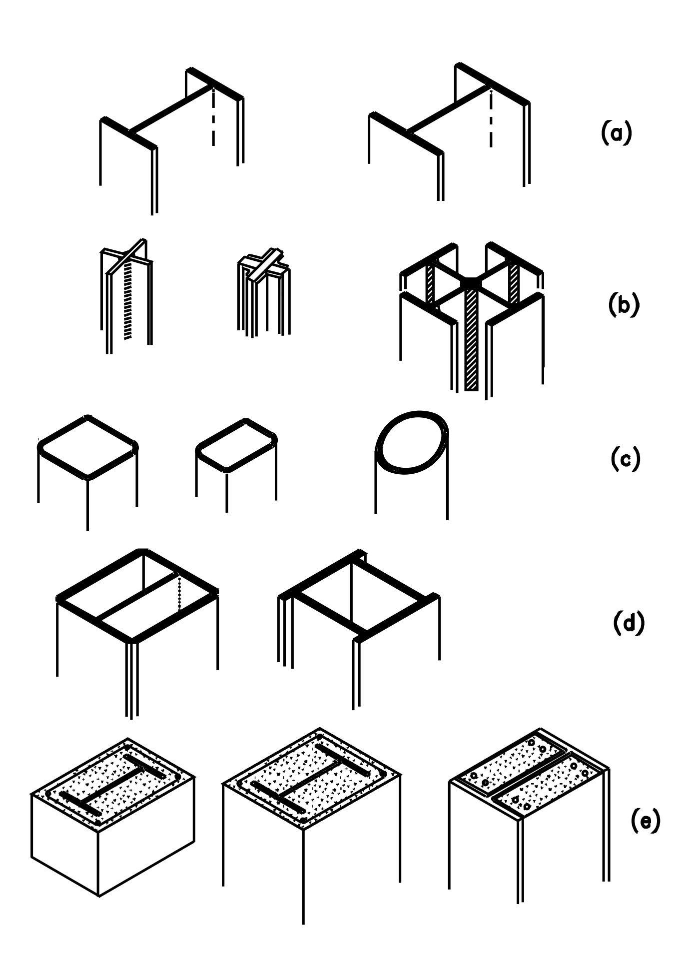


Figura 5 Diferentes secciones de columnas

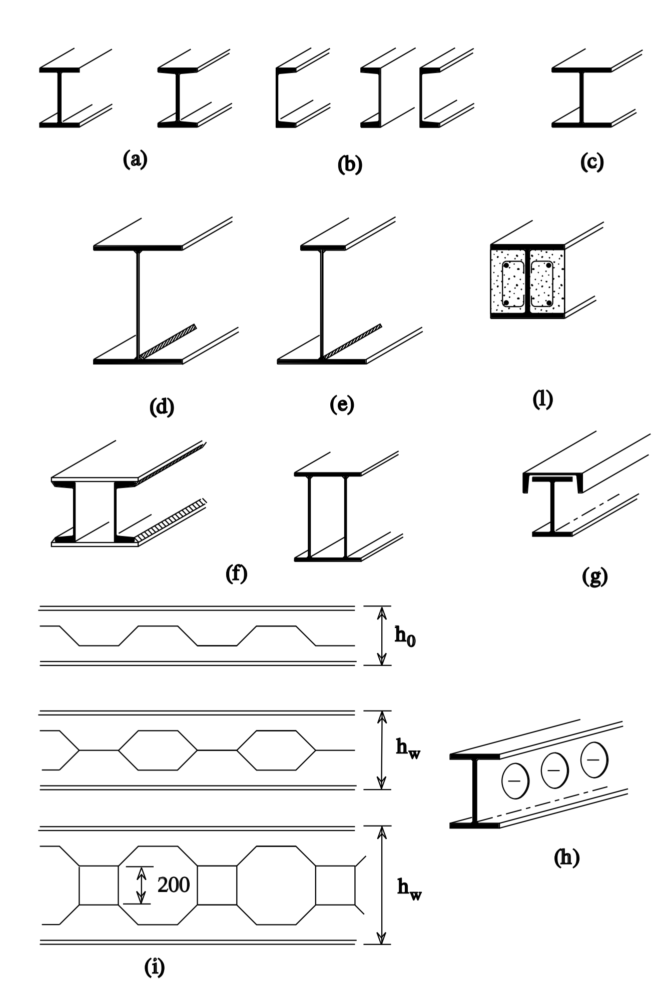


Figura 6 Diferentes secciones de vigas

Cuando es necesaria un mayor canto pueden utilizarse perfiles compuestos. Las vigas armadas pueden tener forma simétrica doble (figura 6d) o asimétrica (figura 6e), siendo preferible la primera para perfiles mixtos de acero-hormigón. Combinando chapas y/o perfiles, pueden componerse perfiles en cajón (figura 6f) o perfiles abiertos (figura 6g).

A veces son necesarias aperturas en las almas de las vigas para permitir el paso de servicios horizontales, como tuberías (para agua o gas), cables (electricidad y teléfono), conductos (climatización), etc. Las aperturas pueden ser circulares (figura 6h) o cuadradas con rigidizadores adecuados en el alma. Otra solución a este problema es utilizar vigas alveoladas (figura 6i) que se componen soldando dos partes de un perfil en doble T cuya alma ha sido previamente cortada a lo largo de una línea trapezoidal.

Para los edificios, la relación normal entre luz y canto es del orden de 15 a 30 para conseguir el proyecto más eficiente.

Además de resistencia, las vigas deben tener una rigidez suficiente para evitar grandes flechas que podrían ser incompatibles con componentes no estructurales (como tabiques). A tal efecto, la flecha máxima en el centro del vano de una viga se limita normalmente a una fracción de la luz igual a 1/400 - 1/500. Cuando esta limitación es demasiado severa, puede preformarse en la viga una deformación inicial adecuada (contraflecha) igual y opuesta a la flecha debida a las cargas permanentes.

Los perfiles de acero pueden envolverse parcialmente de hormigón rellenando el espacio entre las alas del perfil. Los perfiles parcialmente envueltos en hormigón son resistentes al incendio sin la protección contra incendios convencional (figura 5e). Para periodos mayores de resistencia al incendio son necesarias barras de refuerzo adicionales.

5. ESTRUCTURAS DE FORJADO

Los forjados deben resistir las cargas verticales que actúan directamente sobre ellos. Normalmente están formados por losas apoyadas en las vigas de acero secundarias. La separación de las vigas de apoyo debe ser compatible con la resistencia de las losas del forjado. Las losas del forjado pueden ser de hormigón prefabricado, hormigón in situ o losas mixtas con chapa de acero. Hay disponibles varias opciones:

- hormigón convencional in situ sobre encofrado provisional (figura 7a).
- elementos delgados prefabricados (40 - 50 mm de espesor) con revestimiento superior de hormigón estructural in situ (figura 7b).
- elementos más gruesos de hormigón prefabricado que no requieren revestimiento superior estructural (figura 7c).
- chapa de acero que actúa solamente como encofrado permanente (figura 8b).
- chapa de acero con ondulaciones adecuadas para que actúe también conjuntamente con la placa de hormigón (figura 8c).

Las luces típicas para las losas de hormigón son de 4 m a 7 m, evitando así la necesidad de vigas secundarias. Para losas mixtas se dispone de varias formas de sección de la chapa de acero (figura 8a). Se clasifican en tres categorías según su resistencia a las cargas:

- perfiles con una forma plana trapezoidal sin rigidizadores, con una altura de hasta 80 mm (figura 8c);
- perfiles con una forma trapezoidal con rigidizadores longitudinales en el alma y el ala, con una altura de hasta 100 mm (figura 8d);
- perfiles con rigidizadores longitudinales y transversales con una altura de hasta 220 mm (figura 8c).

La longitud de las luces de las chapas es del orden de 2 a 4 m para la primera categoría, de 3 a 5 m para la segunda categoría y de 5 a 7 m para la tercera categoría. En el último caso se pueden evitar las viguetas secundarias.

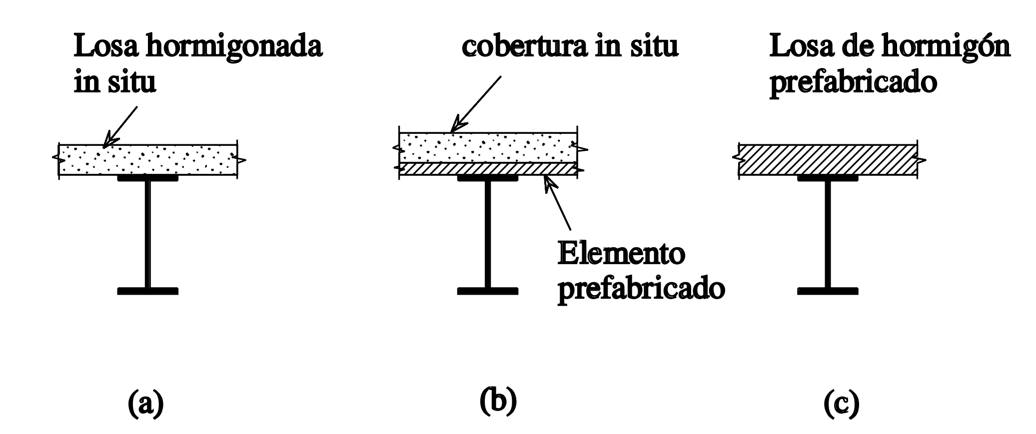


Figura 7 Estructura de forjado con losas reforzadas de hormigón



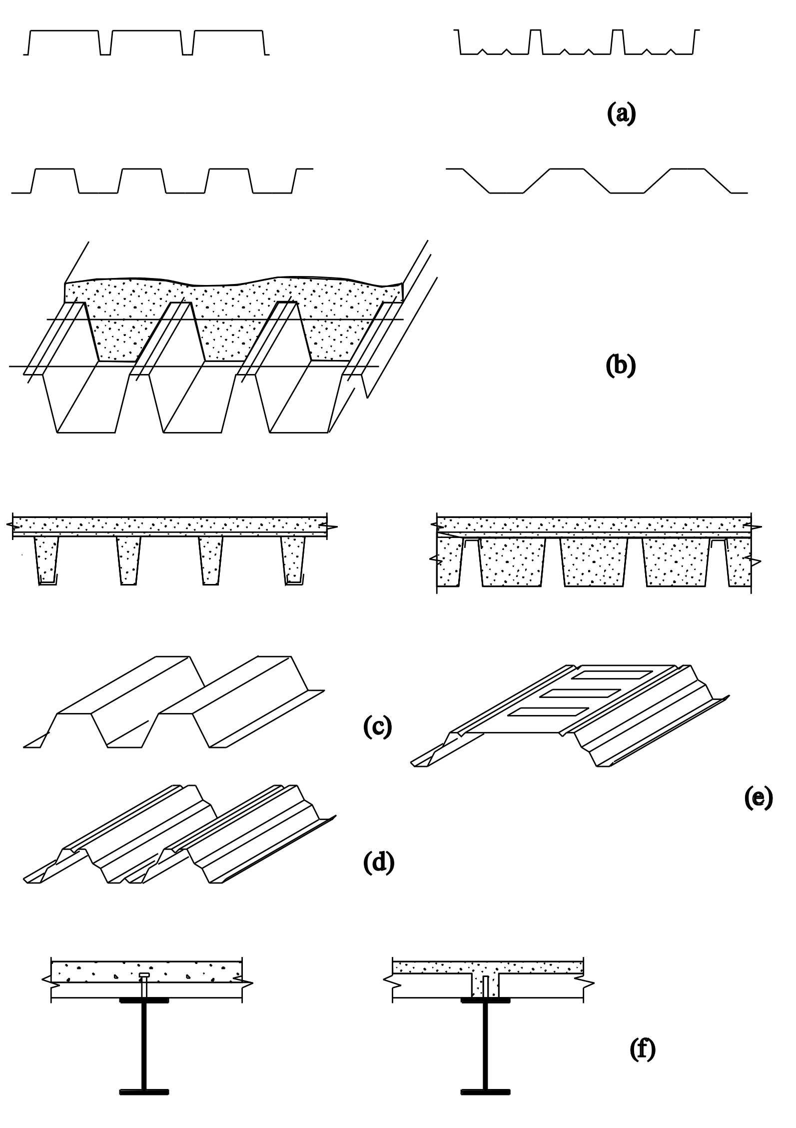


Figura 8 Diferentes tipos de chapas perfiladas

Las luces admisibles para las chapas de acero se ven influidos por las condiciones de ejecución, en particular si se utilizan puntales provisionales. Es mejor evitar tal apuntalamiento, ya que de lo contrario se reduce la ventaja principal de utilizar tableros de acero, es decir, la velocidad.

Para incrementar la resistencia y la rigidez de las viguetas puede obtenerse un sistema mixto de acero-hormigón mediante espárragos apropiados soldados a la parte superior del ala (figura 8f). En este caso, la losa y la vigueta pueden proyectarse conjuntamente utilizando la teoría convencional.

6. ARRIOSTRAMIENTO

Los sistemas de arriostramiento se utilizan para resistir los esfuerzos horizontales (carga del viento, acción sísmica) y transmitirlos a los cimientos.

Cuando una carga horizontal F (figura 9a) se concentra en cualquier punto de la fachada del edificio, se transmite a los dos pisos adyacentes a través de los elementos del cerramiento (figura 9b).

Los efectos de las cargas H que actúan en la losa del forjado se distribuyen a los elementos de apoyo verticales que están situados en posiciones estratégicas del plano estructural (líneas punteadas en la figura 8c) por un elemento resistente horizontal apropiado en el forjado.

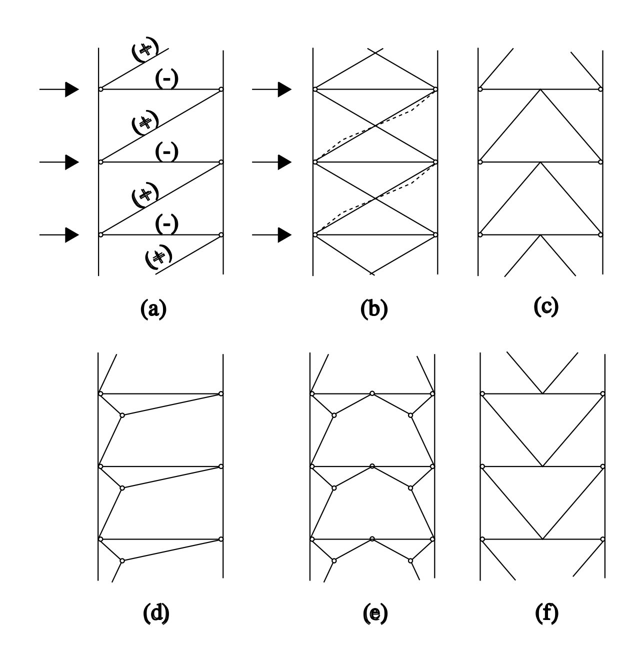
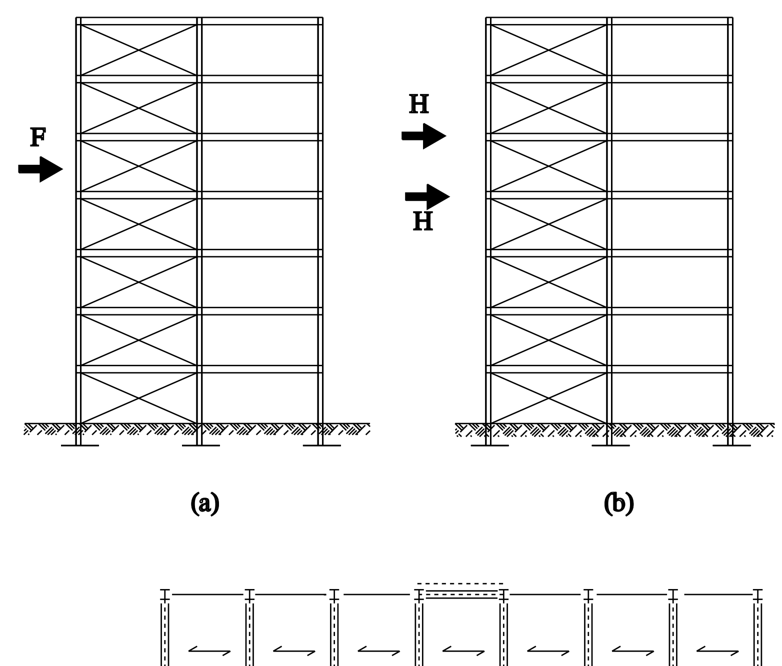


Figura 10 Diferentes tipos de colocación de arriostramientos



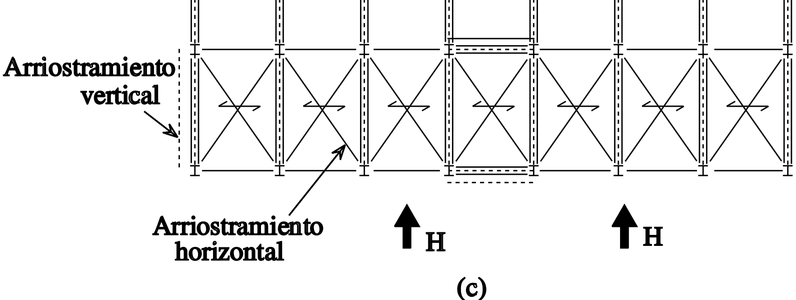


Figura 9 Función de los sistemas de arriostramiento

Los elementos de apoyo vertical se llaman arriostramientos verticales; el elemento resistente horizontal es el arriostramiento horizontal, que está situado en cada piso.

Cuando son necesarios arriostramientos horizontales, tienen la forma de barras diagonales en la planta de cada piso, tal como se muestra en la figura 9c).

Si se utiliza chapa de acero, el arriostramiento en cruz de S. Andrés puede sustituirse por la acción de entramado de la chapa de acero si está fijado adecuadamente.

Los arriostramientos horizontales y verticales representan conjuntamente el sistema global de arriostramiento que transmite todos los esfuerzos horizontales a los cimientos.

Los arriostramientos verticales se caracterizan por diferen-

tes configuraciones de las barras diagonales en el armazón de acero. Son (figura 10):

a. Diagonal única
b. Arriostrado transversal (arriostramiento en X)
c. Arriostramiento en V invertida
d. Pórtico asimétrico
e. Pórtico simétrico
f. Arriostramiento en V

Figura 11 Muros y núcleos de hormigón armado

Una alternativa a los arriostramientos de acero son los muros o núcleos de hormigón armado proyectados para resistir los esfuerzos horizontales (figura 11). En estos sistemas, denominados sistemas duales, la estructura metálica está sujeta solamente a fuerzas verticales. Los núcleos de hormigón armado se sitúan normalmente en torno a las zonas de escaleras y ascensores.

Normalmente, la losa del forjado puede proyectarse para resistir fuerzas en el plano a fin de evitar el uso de diagonales horizontales. Éste es el caso de las losas de hormigón armado in situ o las losas mixtas con conectadores apropiados.



7. SISTEMAS ESTRUCTURALES

Para que un edificio de varias plantas resista los efectos combinados de las cargas horizontales y verticales, existen dos conceptos alternativos posibles para el sistema estructural.

El primero, denominado rígido, es una combinación de elementos horizontales (vigas) y verticales (pilares) que son capaces de resistir acciones axiales, de flexión y de cizallamiento. En este sistema no es necesario ningún elemento de arriostramiento. El comportamiento de la estructura rígida se obtiene solamente si las conexiones viga-pilar lo son también, produciendo una estructura de pórticos con un alto grado de redundancia. Como consecuencia de esta elección:

- las conexiones o uniones entre elementos son complejas.
- la interacción entre fuerzas axiales y momentos flectores es crítica para el diseño de los pilares.

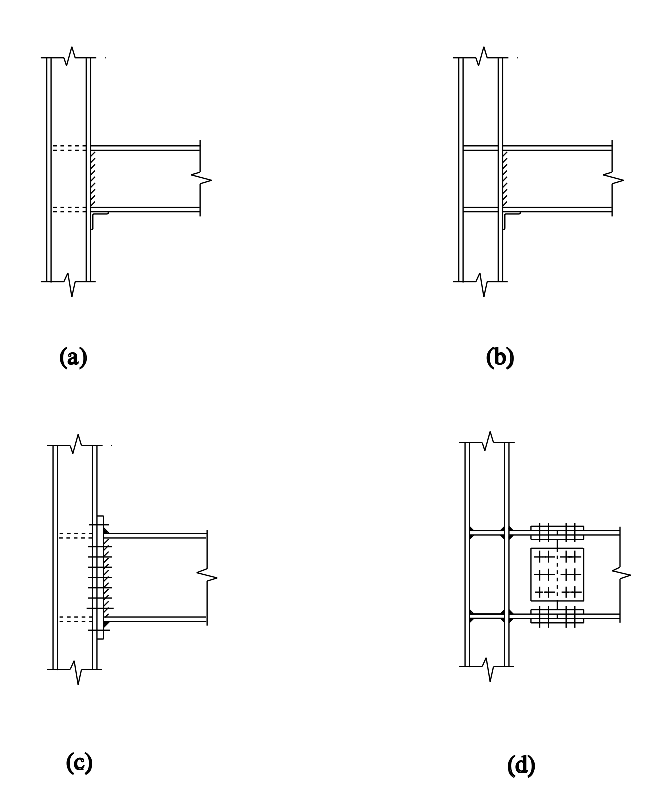


Figura 12 Uniones de viga a columna en estructuras rígidas

- la deformabilidad transversal general de la estructura puede ser demasiado elevada, ya que depende solamente de la inercia de los pilares.

En la figura 12 se muestran los detalles típicos de uniones viga-pilar para sistemas rígidos: Se denominan “uniones rígidas” y su función es transmitir el momento de flexión de la viga al pilar. El tipo (a) puede transmitir solamente momentos flectores limitados, ya que el alma del pilar puede pandear debido a la concentración local de efectos. La presencia de rigidizadores horizontales en el alma del pilar (Tipo (b)) recrea la sección de una viga y el alma del pilar debe resistir solamente la fuerza de cizallamiento.

Los tipos (a) y (b) requieren la ejecución de operaciones de soldadura in situ. Dichas operaciones no son completamente fiables y además resultan costosas y pueden provocar retrasos en el montaje.

Una alternativa mejor es utilizar uniones atornilladas que permiten realizar conexiones rígidas sin los inconvenientes de las soldaduras in situ. Dos soluciones típicas para estructuras de armazón rígido, mostradas en las figuras 12c y 12d son:

- El tipo (c) es la unión de placa de testa prolongada.
- El tipo (d) es la unión de cubrejuntas

Estas soluciones permiten hacer el uso más adecuado de los métodos de conexión, es decir, soldar en el taller para formar elementos prefabricados y atornillar in situ para conectarlos. Este tipo de unión puede denominarse, por lo tanto, “soldada en taller y atornillada in situ”.

A fin de evitar los problemas prácticos de la construcción de un armazón rígido, puede obtenerse una solución más conveniente concibiendo el comportamiento estructural de una manera diferente. Las funciones de resistencia a las cargas horizontales y verticales se separan en las diferentes “familias” de elementos que se agrupan en dos subestructuras (figura 13):

a. un entramado simple compuesto por vigas articuladas capaz de transferir las cargas verticales a los cimientos (figura 13a).

b. una ménsula fijada al suelo que resiste las fuerzas horizontales y transmite sus efectos a los cimientos (figura 13b).

La subestructura a. es hiperestática; las vigas flexan en el plano vertical, los pilares son simplemente comprimidos, las uniones articuladas entre vigas y pilares absorben solamente las fuerzas de cizallamiento.

La subestructura b. es isostática; su función de arriostramiento puede obtenerse mediante vigas de celosía de acero o mediante paredes de hormigón armado. Estas estructuras de arriostramiento están sujetas principalmente a cargas de cizallamiento y flexión y su deformabilidad debe comprobarse en condiciones de servicio a fin de limitar su deformación transversal.

La combinación de las dos subestructuras a. y b. proporciona la estructura completa (figura 13c) que es capaz de resistir tanto las cargas verticales como las horizontales.

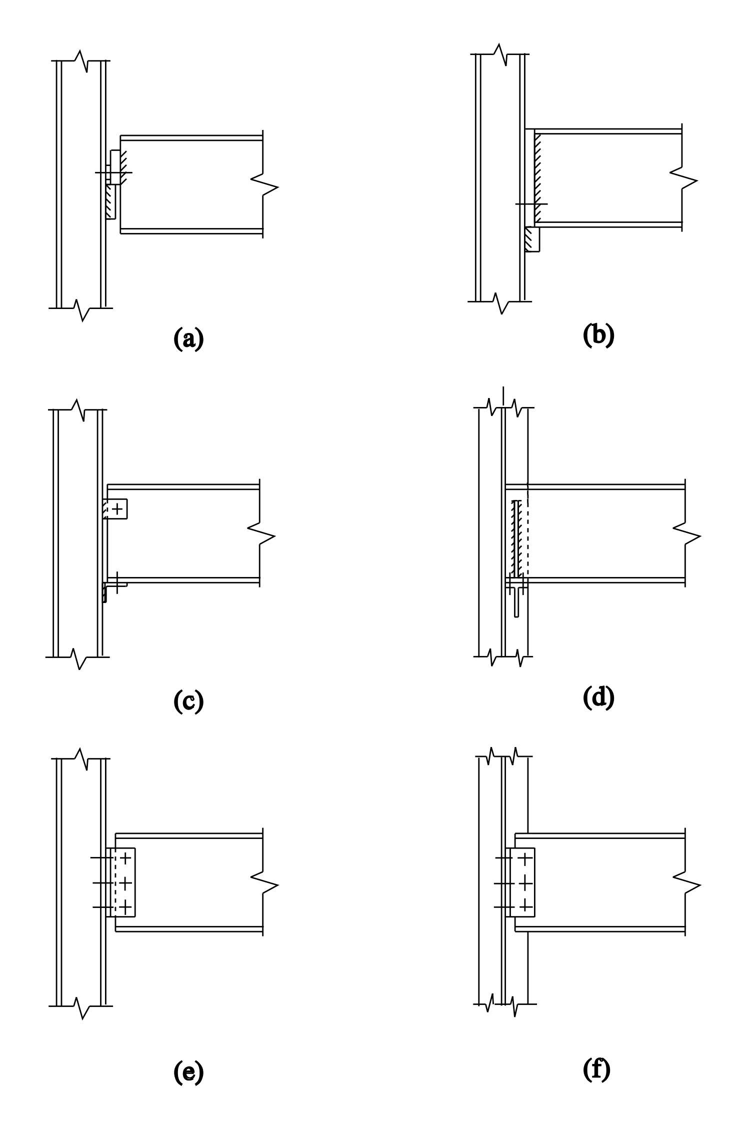


Figura 14 Uniones de viga a columna en estructuras simplemente apoyadas

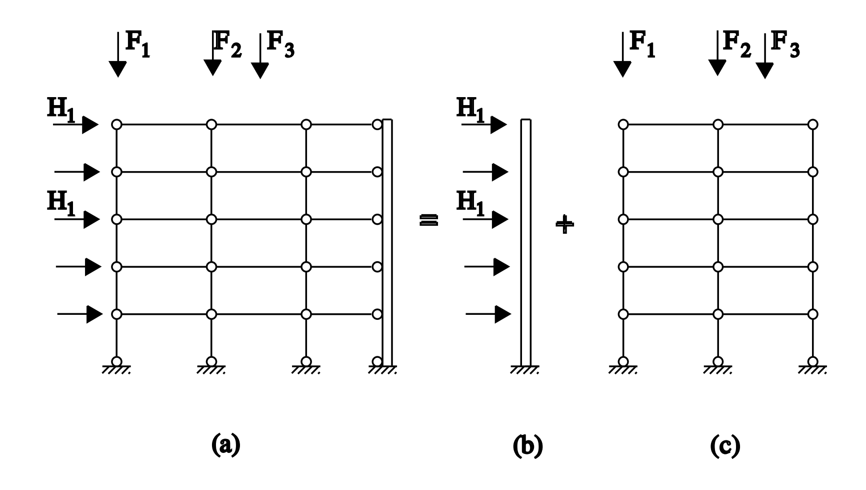


Figura 13 Modelo de cálculo para estructura arriostrada

Las principales ventajas de esta solución, denominada “sistema de pórtico arriostrado”, son:

- los detalles constructivos de las uniones son muy simples, ya que actúan como rótulas.
- la deformabilidad transversal de la estructura está limitada por el sistema de arriostramiento (subestructura b).
- la interacción entre fuerzas axiales y momentos flectores en el pilar es prácticamente inexistente.

En contraste, aparecen algunas complicaciones en los cimientos de los arriostramientos que deben resistir las fuerzas totales horizontales con una cantidad muy pequeña de compresión axial. Se producen altos valores de excentricidad que requieren grandes dimensiones en el área de contacto debajo de los cimientos.

En estos sistemas estructurales, las uniones viga-pilar deben resistir solamente fuerzas axiales y de cizallamiento. Algunas soluciones típicas de uniones para estructuras articuladas se muestran en la figura 14; son uniones "soldadas en taller y atornilladas in situ". La que se utiliza con mayor frecuencia es la conexión atornillada entre el alma de la viga y el ala (o alma) del pilar mediante angulares dobles (figura 14e, f). Son más económicas que las soluciones completamente soldadas (figura 12a, b) para estructuras rígidas y permiten un montaje sencillo.

8. REQUISITOS DEL DISEÑO

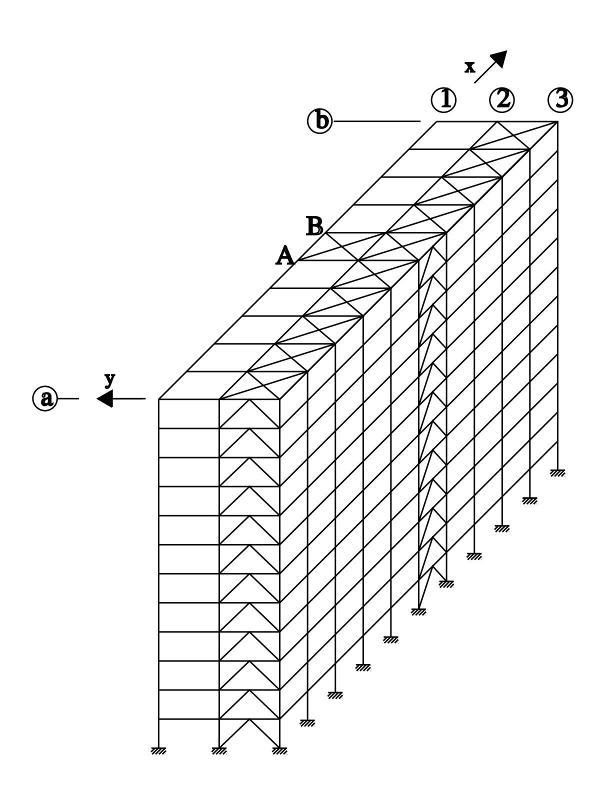
En el diseño de un sistema estructural para un edificio de varias plantas se debe tener en cuenta su comportamiento espacial.

Para el "sistema de pórticos arriostrados", que parece ser el más conveniente por su economía y fiabilidad, es necesario situar un número suficiente de arriostramientos para poder resistir cualquier carga horizontal. Para ello, los requisitos son:

(1) debe ser posible considerar cualquier sistema de forjado como una estructura plana, sujeta por los arriostramientos verticales.

(2) los arriostramientos, como sujeciones externas del sistema de forjado, deben proporcionar un sistema de al menos tres grados de restricción.

(3) el sistema de forjado debe ser capaz de resistir las fuerzas internas debidas a las cargas horizontales aplicadas.



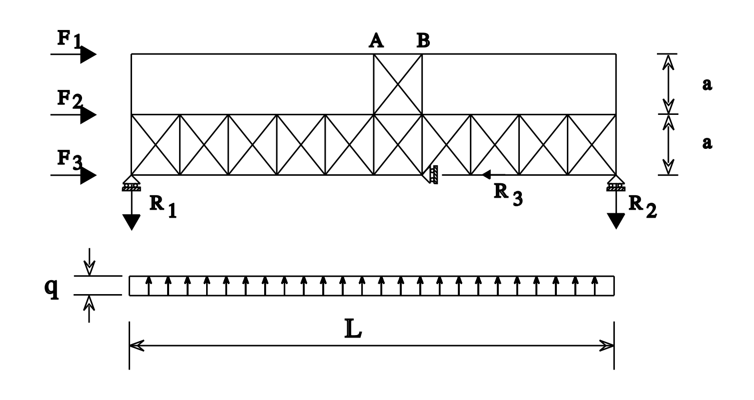


Figura 15 Edificio de varias plantas con arriostramientos horizontales de acero

Para satisfacer el requisito (1), deben utilizarse arriostramientos en cruz de S. Andrés en el plano del forjado, transformando así el propio sistema de forjado en una viga de celosía horizontal.

Como alternativa, la losa de elementos de hormigón prefabricado del sistema de piso puede suponerse que resiste directamente las fuerzas horizontales como una estructura de chapa plana, puesto que su deformabilidad es normalmente despreciable.

Cuando se utilizan placas de hormigón, el montaje de la estructura metálica requiere una atención particular, ya que es inestable hasta que se colocan los elementos del forjado. Resulta necesario, por lo tanto, un arriostramiento provisional durante esta fase de la ejecución.

Para satisfacer el requisito (2), los arriostramientos de acero sólo son activos en su propio plano y por lo tanto representan una sujeción simple para la estructura del forjado. Cuando se utilizan arriostramientos de hormigón armado, pueden tener uno, dos o tres grados de restricción,

según su resistencia a la flexión en el plano (pared), la flexión biaxial o la flexión y torsión biaxiales (núcleo), respectivamente.

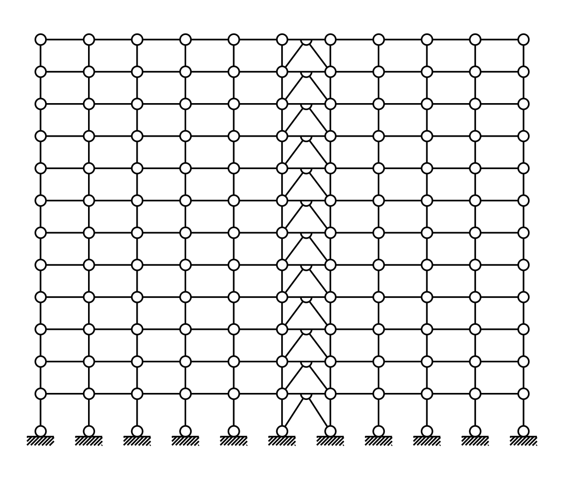
Por último, el requisito (3) se satisface evaluando los esfuerzos en los elementos del forjado debidos a las cargas horizontales, considerando la situación de los arriostramientos verticales.

En la figura 15, se muestra una estructura tridimensional para un edificio de varias plantas con arriostramientos de acero. Todos los puntos de la estructura del forjado están fijados en dos direcciones. En particular, las diagonales que conectan los puntos A y B sujetan a todos los puntos de la línea “1” en la dirección “x”. El arriostramiento del forjado es capaz de recibir fuerzas externas en las direcciones “x” e “y” y transmitirlas a los arriostramientos verticales.

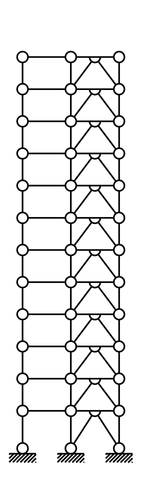
La estructura espacial puede reducirse a subestructuras planas cuyos esquemas estáticos se muestran en la figura 16. La fachada longitudinal a lo largo de la fila “3” está directamente arriostrada en su plano, así como las fachadas laterales mediante arriostramientos transversales de los ejes “a” y “b”.

En las uniones articuladas de los pórticos transversales intermedios y de los pórticos longitudinales de los ejes “1” y “2” se evita cualquier desplazamiento horizontal ya que todas están conectadas a los arriostramientos verticales mediante los arriostramientos del forjado. Por lo tanto, pueden considerarse como pórticos sin deformación transversal.

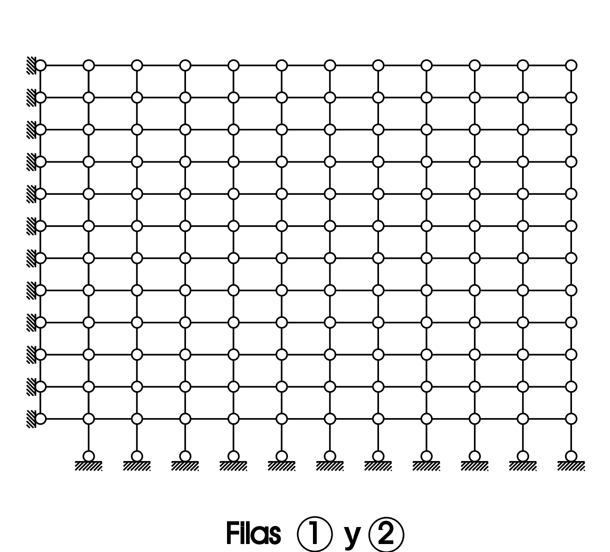
En la figura 17 se representa el esquema estructural espacial de un edificio de varias plantas con un núcleo de arriostramiento de hormigón armado. Puede considerarse como una solución alternativa al ejemplo anterior para el mismo edificio, en la que el núcleo de hormigón sustituye a los



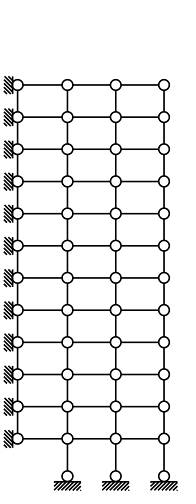




Filas a y b



Filas 1 y 2



Filas transversales intermedias

Figura 16 Estructuras longitudinales y transversales

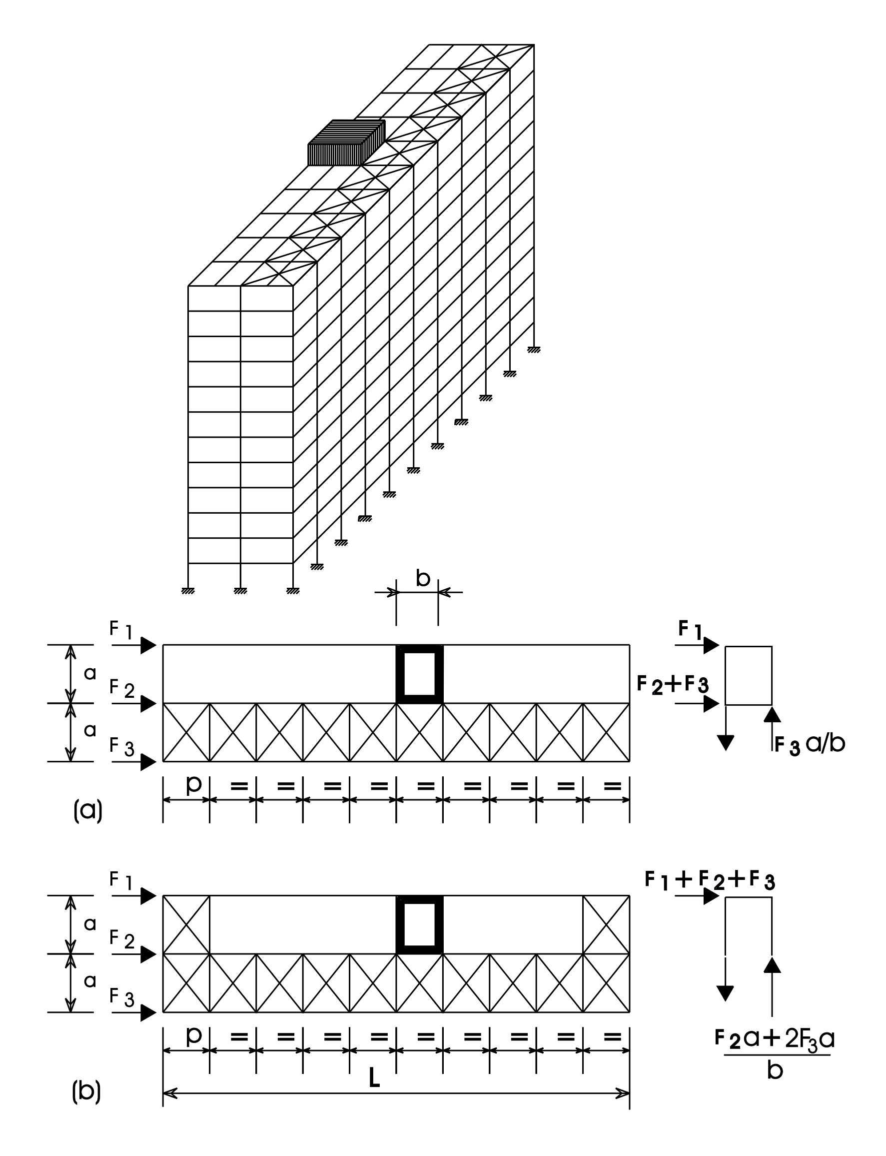


Figura 17 Edificio de varias plantas con núcleo de hormigón

arriostramientos longitudinales y transversales de acero.

Pueden considerarse dos sistemas de arriostramiento del forjado:

Si las cuatro paredes del núcleo de la escalera son estructuralmente efectivos, la solución de la figura 17a es correcta. Si sólo son estructuralmente efectivos tres lados de la escalera, la transmisión a la pared longitudinal de las fuerzas horizontales en la dirección longitudinal requiere el uso de diagonales de forjado adicionales, tal como se muestra en la figura 17b.



9. RESUMEN FINAL

- Los pórticos estructurales para edificios de varias plantas consisten en una configuración apropiada de losas, vigas, pilares, cimientos y arriostramientos.
- Existe una amplia variedad de formas que cada uno de estos elementos pueden adoptar para satisfacer los diferentes requisitos detallados.
- las configuraciones estructurales están influidas por la forma de la planta del edificio; la disposición de los pilares debe tener en cuenta consideraciones económicas y funcionales.
- Los pórticos pueden ser resistentes a momentos (con conexiones viga-pilar rígidas), pero se utilizan con más frecuencia conexiones viga-pilar articuladas simples, asegurando la estabilidad lateral mediante un sistema independiente de arriostramiento.
- El arriostramiento es necesario en tres planos ortogonales (generalmente estos planos son dos planos verticales no paralelos y uno horizontal en el interior de los forjados), ya sea mediante la propia placa del piso o mediante arriostramiento en cruz de S. Andrés.
- El arriostramiento en el plano vertical se consigue normalmente mediante arriostramiento transversal o mediante muros a cortante para edificios de poca altura.

10. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Hart, F., Henn, W. and Sontay, H., “Multi-storey Buildings in Steel” Crosby Lockwood Staples, London, 1985.

2. Owens, G. W., Steel Designers’ Manual, Blackwell Scientific Publications, Oxford, 1992.



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO:
INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.7.2: Introducción al Diseño de Edificios de Varias Plantas: Parte 2

OBJETIVOS/CONTENIDO

Comentar las configuraciones estructurales en edificios de varias plantas con particular referencia a la resistencia a las cargas laterales.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Comprensión de los principios de diseño, las configuraciones estructurales y el cálculo estructural estático y dinámico.

LECCIONES AFINES

Lección 2.1:	Proceso de Diseño
Lección 2.2.1:	Principios de Diseño
Lección 2.2.2:	Bases de Diseño basada en Estados Límite y Coeficientes de Seguridad
Lección 2.3:	Bases para la Determinación de Cargas
Lecciones 2.4:	Historia del Hierro y el Acero
Lección 16.8:	Clasificación de Pórticos de Varias Plantas
Lección 16.9:	Métodos de Análisis para Pórticos de Varias Plantas
Lección 16.10:	Edificios de Varias Plantas Arriostrados y sin Flecha Horizontal
Lección 16.14:	Métodos de Análisis de Pórticos de Nudos Rígidos

RESUMEN

En esta lección se discuten los diferentes sistemas estructurales (pórtico de cizallamiento, pórticos de celosía de cizallamiento, acero-hormigón, pantallas, etc.). Se comentan en particular los edificios de gran altura y los efectos sísmicos.



1. INTRODUCCIÓN

La utilización de la estructura de acero en el siglo pasado permitió un considerable incremento en la altura de las construcciones llegandose con ello a los edificios modernos de gran altura.

Para edificios de pequeña altura la solución estructural más común se obtiene integrando dos sistemas diferentes de resistencia de cargas en la misma estructura:

- pórticos semirrígidos o articulados, que resisten solamente las acciones verticales.
- arriostramientos de acero o muros y núcleos de hormigón, que resisten las acciones horizontales.

Mediante la denominada cuarta dimensión de la construcción metálica (que introduce, aparte de las tres dimensiones geométricas, el grado de resistencia del material disponible), es posible unificar las secciones de las elementos y, por lo tanto, obtener soluciones óptimas y económicas para una gama de formas de edificios.

Para los edificios de gran altura (hasta 120 plantas) se utilizan diferentes sistemas estructurales según la altura:

- hasta 30 plantas, sistemas de pared o núcleo de hormigón.
- de 30 a 60 plantas, sistemas de pórtico.
- más de 60 plantas, sistemas de tubo.

Para pórticos metálicos arriostrados pueden utilizarse diferentes tipos de arriostramiento según los requisitos estructurales y funcionales.

Existen modelos de cálculo apropiados para edificios de varias plantas para las estructuras articuladas y los arriostramientos de celosía.

Para las estructuras metálicas resistentes a los seísmos, pueden obtenerse unas prestaciones y una ductilidad excelentes. Los requisitos del proyecto en tales casos corresponden a tres estados límite dados: estados límite de servicio, resistencia a daños y prevención del colapso.

2. DE LOS EDIFICIOS DE VARIAS PLANTAS A LOS RASCACIELOS

En los últimos cien años el hombre ha aceptado el reto de aumentar el tamaño de los edificios de varias plantas. La altura se ha incrementado con éxito gracias al uso del acero, que proporciona propiedades mecánicas adecuadas en términos de resistencia y ductilidad.

La gama resultante de edificios se extiende de los edificios de varias plantas a los edificios altos y a los “rascacielos”. El aumento de la altura está cambiando gradualmente el horizonte de muchas ciudades (figura 1). El desarrollo de edificios más altos ha estimulado la creación de nuevos sistemas estructurales, capaces de proporcionar una resistencia creciente ante los efectos de la altura. La acción dinámica del viento ha dejado de ser despreciable a medida que el número de plantas ha aumentado y se hace tan importante como las acciones sísmicas horizontales de los terremotos. Pueden encontrarse ejemplos de esta situación en los edificios de gran altura de Estados Unidos. En 1965, el John Hancock Center de Chicago se consideraba el edificio más alto del mundo con 100 plantas y 335 m de altura (figura 2), aparte del tradicional Empire State Building de Nueva York construido en 1931 utilizando la práctica ingenieril de la época. El innovador sistema estructural del John Hancock Center consiste en una estructura portante perimetral que se comporta como un tubo porticado con arriostramiento diagonal.

En 1970 se inició la construcción de las dos torres del World Trade Center de Nueva York, que superaba en altura al John Hancock Center y al Empire State Building. Las dos torres tienen una planta cuadrada y su sistema estructural se denomina un “tubo en un tubo”, debido a que está compuesto por una pared externa con pilares de acero muy juntos (tubo porticado) y un núcleo interno donde se concentran todas las instalaciones (escaleras, ascensores y demás). Este concepto permitió que el edificio alcanzara las 104 plantas y 411 metros de altura (figura 3).

455 m									John Hancock Centre	Word Trade Centre
365 m							East Nat. Bank Chicago			
275 m			First National Bank,Seattle	Civic Centre	Dome Centre	Chase M. Bank		U.S Steel		
180 m		Equit. verscherung								
90 m	Gateway Centre									
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
Modulos de edificios m	1,37	1,47	1,422	1,47	1,52		1,52			0,99
Luz entre centros de columnas	13,72	11,75	10,973		12,20					18,29
Dimensiones de planta	41,76x82,91	35,36x53,83	38,40x43,90		37,80x74,37					63,70x63,70
área de planta	3462		1655							3995
área total de suelo			68183	136098			176510		260120	
Nº de pisos para ocupantes		33	36	28			49			94
Nº de plantas de servicio		1	4	2	3		4		3	4
Nº total de plantas		35	50	30	56		60	64	100	104
Suelo - altura del suelo				5,49				3,60		
Altura total m		135,64	135,62	197,21	225,55		256,34	256,34	335,28	411,48
Nº de grupos de ascensores	2x6	2x6,1x5			4x8					
Nº de ascensores de servicio	12	17	22	42	32					
Nº de montacargas	1	1			2					
Peso del acero kg/m^2	92,76	151,35	159,65	214,82	180,65	234,35	178,88	146,47	145,00	209,94
Coste del acero $/t	300.-	315,-		420,0	327(),380()	350,0	425,0		375,0	600,0
Coste del acero $\$/m^2$	30,66	52,72		99,0	64,56/75,32	90,38	79,62		92,53	138,80
Peso total del acero t			10886		29938		32668		38102	

Figura 1 Datos básicos sobre rascacielos famosos



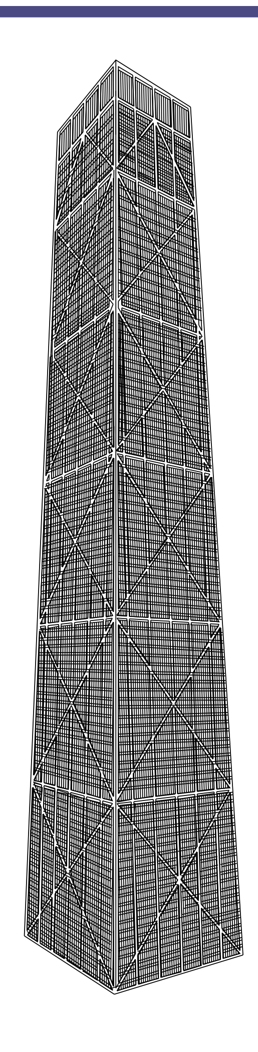


Figura 2 Centro John Hancock, Chicago

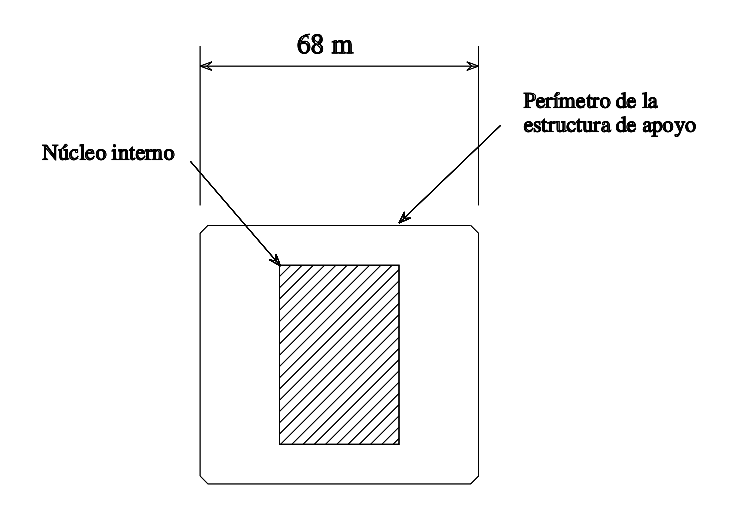


Figura 3 World Trade Centre, Nueva York

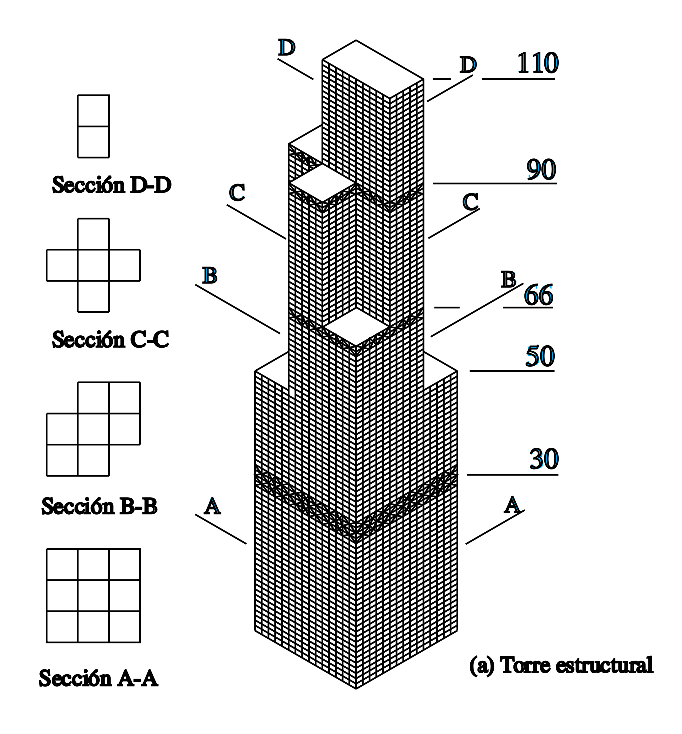


Figura 4a Torre Sears

La supremacía en altura del John Hancock Center duró muy poco. En 1974 la "Sears Tower" de Chicago se convirtió en el edificio más alto del mundo, con 110 plantas y 442 metros de altura (figura 4a). Su sistema estructural consistente en una estructura de pórticos externa perimetral ceñida por tres cinturones de vigas de celosía horizontales. Una característica del edificio es la reducción de su superficie de planta con la altura, lo que transforma el cuadrado de su base en una forma casi rómbica, en una cruz, más arriba, y, finalmente, en la parte superior del edificio, en un rectángulo. La variación de la sección resistente hace a esta estructura similar a una gran ménsula de sección varia-

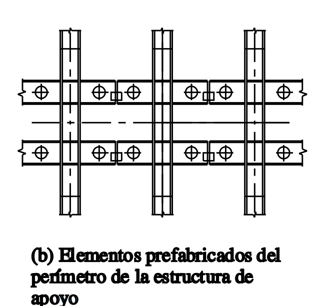


Figura 4b Torre Sears

ble. Es interesante observar que la estructura perimetral está formada completamente por elementos prefabricados de tres tramos y dos plantas de altura, lo que caracteriza a la fachada (figura 4b).

La torre de Sears sigue siendo el edificio más alto del mundo. En los últimos veinte años, se han construido muchos tipos de edificios de varias plantas y de edificios de gran altura, no sólo en EEUU, sino también en Europa y Japón.

3. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LOS EDIFICIOS DE ACERO DE POCA ALTURA

La forma más sencilla de resistir las cargas verticales y horizontales es utilizar pórticos rígidos (casos 1 y 5 de la figura 5), con estructuras de forjados orientadas en dirección transversal y longitudinal respectivamente. Esta solución no es racional y, por lo tanto, no es la más económica porque requiere vigas y pilares con secciones diferentes en los distintos niveles. Además, es susceptible a las deformaciones transversales cuando el número de plantas es superior a 4 ó 5. Una solución mejor se obtiene mediante el uso de dos sistemas estructurales diferentes en el mismo edificio (casos 2, 3, 4, 6, 7, 8 de la figura 5), es decir:

- pórticos semirrígidos o articulados, que resisten solamente las acciones verticales.
- arriostramientos de acero o paredes y núcleos de hormigón, que resisten las acciones horizontales.

Ambos sistemas se conectan mediante estructuras de forjado que proporcionan un diafragma rígido en cada nivel de planta. La principal ventaja de esta solución es que permite unificar las formas de todas las vigas independientemente del nivel del piso.

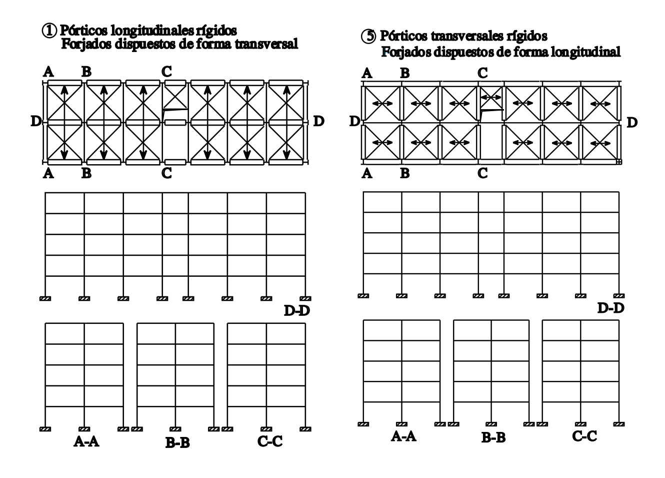


Figura 5 Casos 1 y 5: Pórtico longitudinal y transversal respectivamente

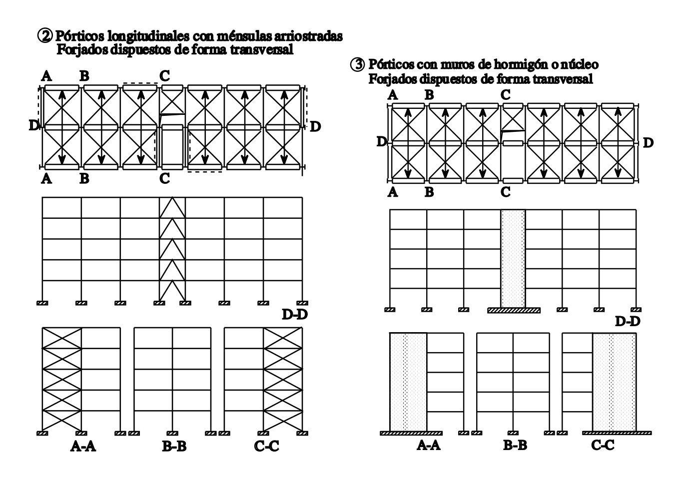


Figura 5 Casos 2 y 3: Pórticos longitudinales

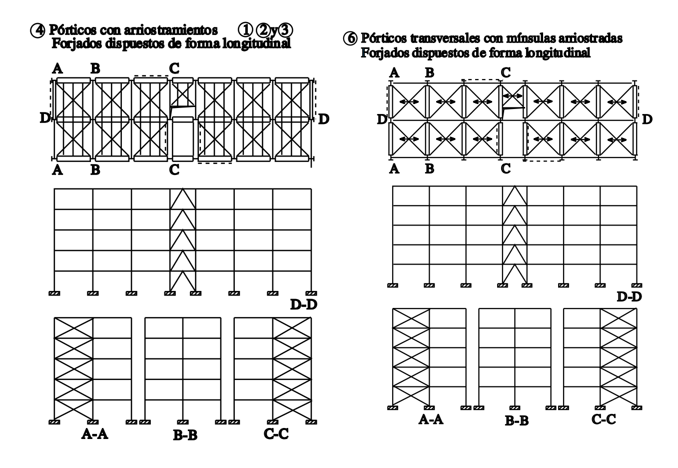


Figura 5 Casos 4 y 6: Pórtico longitudinal y transversal respectivamente

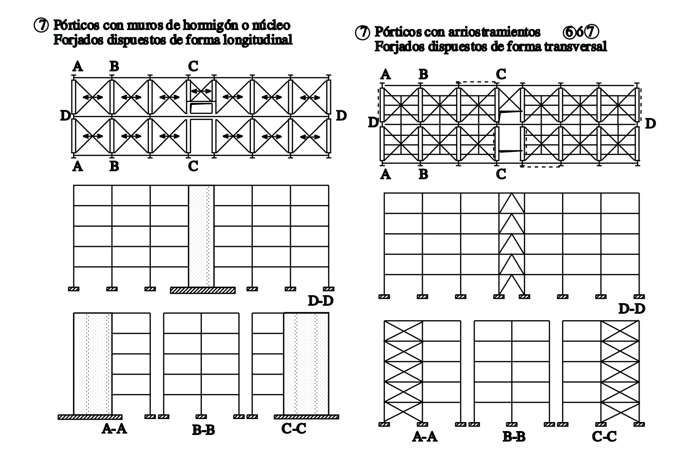


Figura 5 Casos 7 y 8: Pórticos transversales

La unificación de las secciones de los pilares también es posible, siempre que se utilicen diferentes calidades de acero (Fe 360, Fe 430, Fe 510) según la magnitud de la tensión en los pilares. Esta utilización de diferentes calidades de acero se denomina normalmente “la cuarta dimensión de la construcción metálica” porque permite, además de las tres dimensiones geométricas, el ajuste de la resistencia del acero a fin de optimizar las condiciones de trabajo de las barras estructurales. La unificación de la forma de los elementos estructurales es un requisito previo fundamental para reducir los costes de trabajo de taller y montaje.

El primer ejemplo de utilización de “la cuarta dimensión de la construcción metálica” fue el edificio de IBM en Pittsburgh, construido en 1965 con tres clases diferentes de acero para las barras del arriostramiento de celosía externo (figura 6).

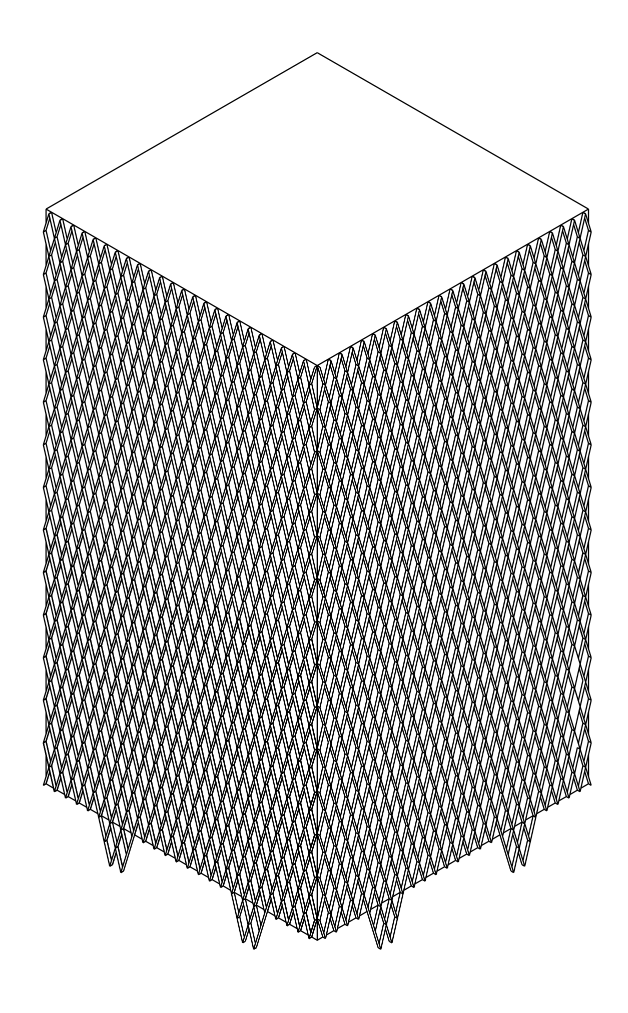


Figura 6 Edificio IBM, Pittsburg



4. SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICIOS DE GRAN ALTURA

El sistema estructural de un edificio de gran altura debe resistir cargas de gravedad y laterales, debidas a fenómenos tales como el viento y los terremotos. A medida que aumenta la altura del edificio, las cargas laterales dominan gradualmente el diseño estructural.

En la figura 7 se comparan sistemáticamente algunos sistemas estructurales de acero utilizados frecuentemente sobre la base de su eficiencia, que se mide por el peso del edificio [1]. Las estructuras de tubo porticado pueden usarse convenientemente en edificios de gran altura de hasta 20 plantas.

Las cargas laterales debidas al viento y terremotos producen aceleraciones laterales. Puesto que la gente normalmente percibe estas aceleraciones durante estados de servicio, la rigidez, más que la resistencia, tiende a convertirse en el factor dominante en los edificios de gran altura. El estado límite de servicio puede, por lo tanto, ser más importante que el estado límite de resistencia.

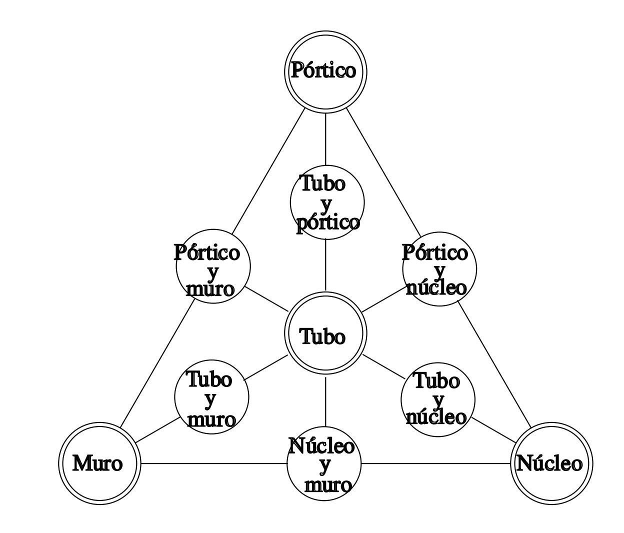


Figura 8 Clasificación de sistemas estructurales de edificios de varias plantas [Drosdov, Lishak-1978]

Pueden identificarse cuatro grupos de sistemas estructurales (figura 8). Estos son:

a. sistema de muro portante
b. sistema de núcleo
c. sistema de pórtico
d. sistema de tubo.

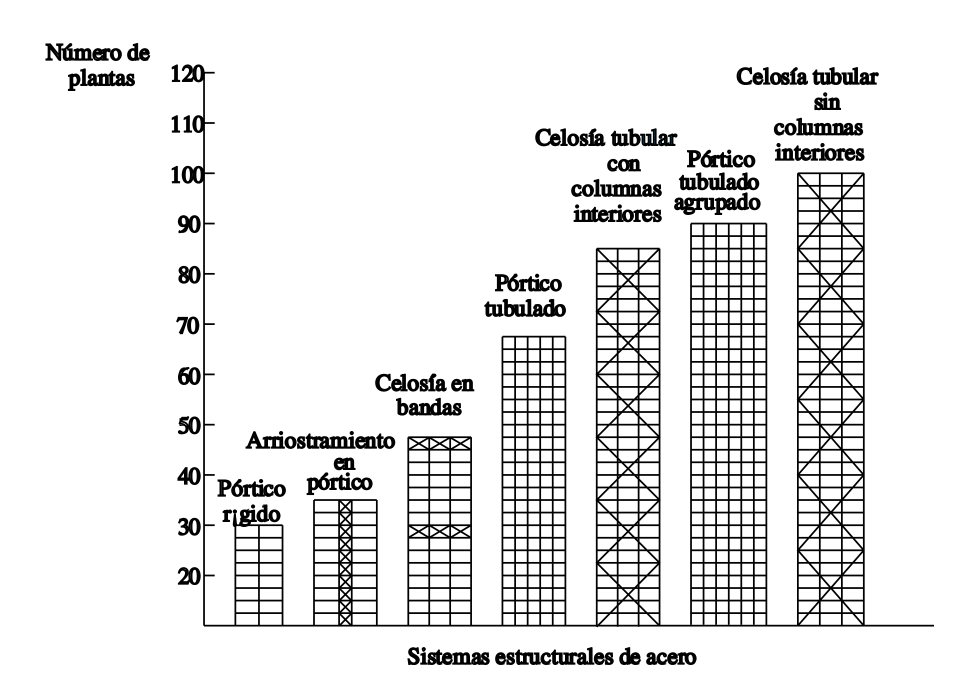


Figura 7 Los sistemas estructurales de acero y el número de plantas

Cada sistema tiene diferentes propiedades resistentes y por lo tanto tiende a ser "eficiente" en un orden diferente de alturas.

El sistema de muro portante (normalmente hormigón) es generalmente ineficaz en edificios de más de 15-30 plantas de altura debido a su propio peso.

El sistema de núcleo de hormigón presenta el mismo inconveniente que el sistema de muro portante, es decir, el peso propio es un factor limitador.

La eficiencia del sistema de pórticos depende de la rigidez de las conexio-

nes y de la cantidad de arriostramientos. La rigidización puede obtenerse mediante el uso de un núcleo macizo, muros a cortante o arriostramientos en cruz de S. Andrés. A medida que se añaden arriostramientos al pórtico espacial, se incrementa la eficacia. El límite en altura es del orden de 60 plantas.

El sistema de estructura tubular puede considerarse como una estructura espacial con los elementos verticales situados en el exterior. La eficiencia en altura depende del tipo y la cantidad de arriostramiento empleado en el tubo. En general, una estructura de tubo se considera la más eficiente para los edificios más altos, es decir de más de 60 plantas de altura.

De los cuatro sistemas estructurales básicos, pueden derivarse seis sistemas secundarios a partir de una combinación de los básicos (véase la figura 8).

Se supone que los cuatro sistemas básicos son los grupos primarios que pueden asociarse a los niveles de la jerarquía del sistema estructural tal como proponen Falconer y Beedle. Estos sistemas primarios son:

1. Una estructura de pared portante formada de elementos verticales planos, formando todos o parte de los muros exteriores y, en muchos casos, también los muros interiores. Resisten las cargas verticales y horizontales y son, principalmente, realizados en hormigón (véase la figura 9).

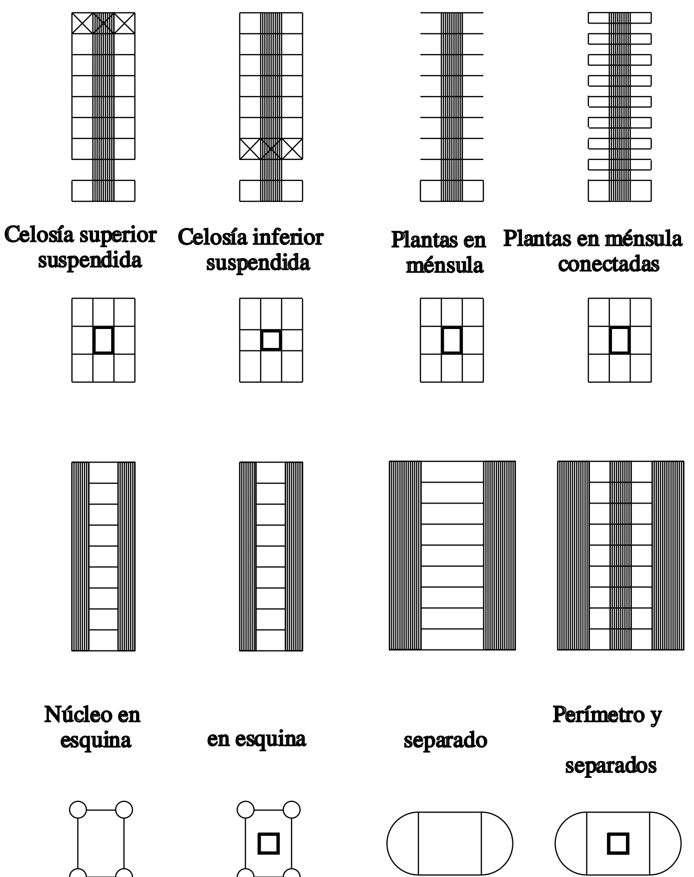


Figura 10 Sistemas de núcleo

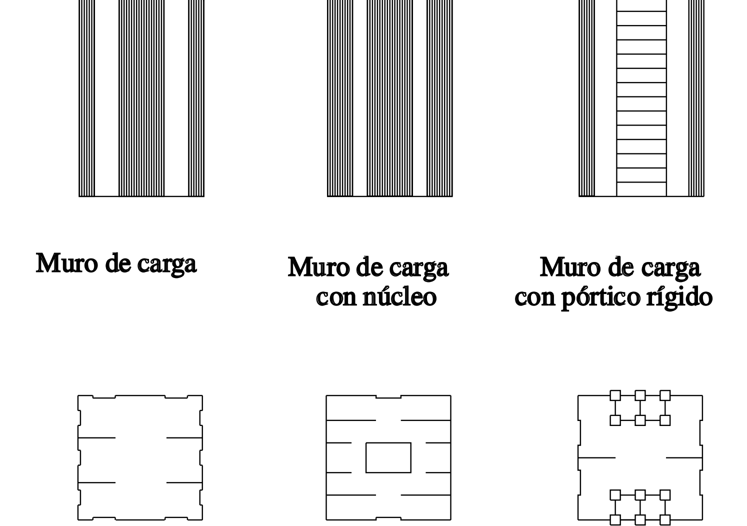


Figura 9 Sistemas de muros de carga

2. Una estructura de núcleo formada por muros de carga, generalmente situados muy próximos unos de otros, donde se suelen agrupar los sistemas de transporte verticales. Esta disposición permite flexibilidad en el uso del espacio del edificio fuera del núcleo. El núcleo puede proyectarse para resistir cargas verticales y horizontales. En la figura 10 se muestran algunos ejemplos de este sistema. En la parte superior de la figura hay un núcleo central desde el cual se suspenden o prolongan en voladizo

los forjados. En la parte inferior los núcleos están separados o conectados por estructuras de forjado.

3. Una estructura porticada está hecha generalmente de pilares, vigas y losas de forjado dispuestas para resistir las cargas verticales y horizontales. El pórtico es quizá la forma estructural más adaptable respecto al material y la forma, debido a las muchas maneras de combinar los elementos estructurales a fin de dar apoyo adecuado a la carga. En los ejemplos de la figura 11, las vigas de acero se combinan con paredes y núcleos de hormigón o con arriostramientos de acero y vigas de celosía horizontales.

Pórtico

Pórtico y núcleo sólido

Pórtico y núcleo arriostrado

Pórtico muros de cortante

Pórtico y alas de celosía

Celosía superior y núcleo arriostrado

Losa plana

Celosía escalonada

Arriostrado

Celosía superior y en banda con núcleo arriostrado

Figura 11 Sistemas de pórticos

4. Una estructura tubular se caracteriza normalmente por elementos estructurales exteriores poco separados, proyectados para resistir fuerzas laterales en conjunto, más que como elementos separados. Esquemas alternativos podrían incluir tubos arriostrados y tubos porticados (véase la figura 12). Aparte del tubo simple, pueden utilizarse también soluciones de “tubo en tubo”. Estos sistemas permiten una mayor flexibilidad en el uso del espacio interior debido a la ausencia de pilares interiores.

Los muros, así como los núcleos, son normalmente de hormigón armado.

"Tubo" porticado

"Tubo" de pared perforada

"Tubo" ranurado

"Tubo" en ranurado

"Tubo" en haz

"Tubo-en-tubo" porticado

"Tubo-en-tubo" perforado

"Tubo"ranurado con columnas interiores

"Tubo-en-tubo" en celosía

"Tubo" porticado y celosías en banda y superior

Figura 12 Sistemas tipo tubo

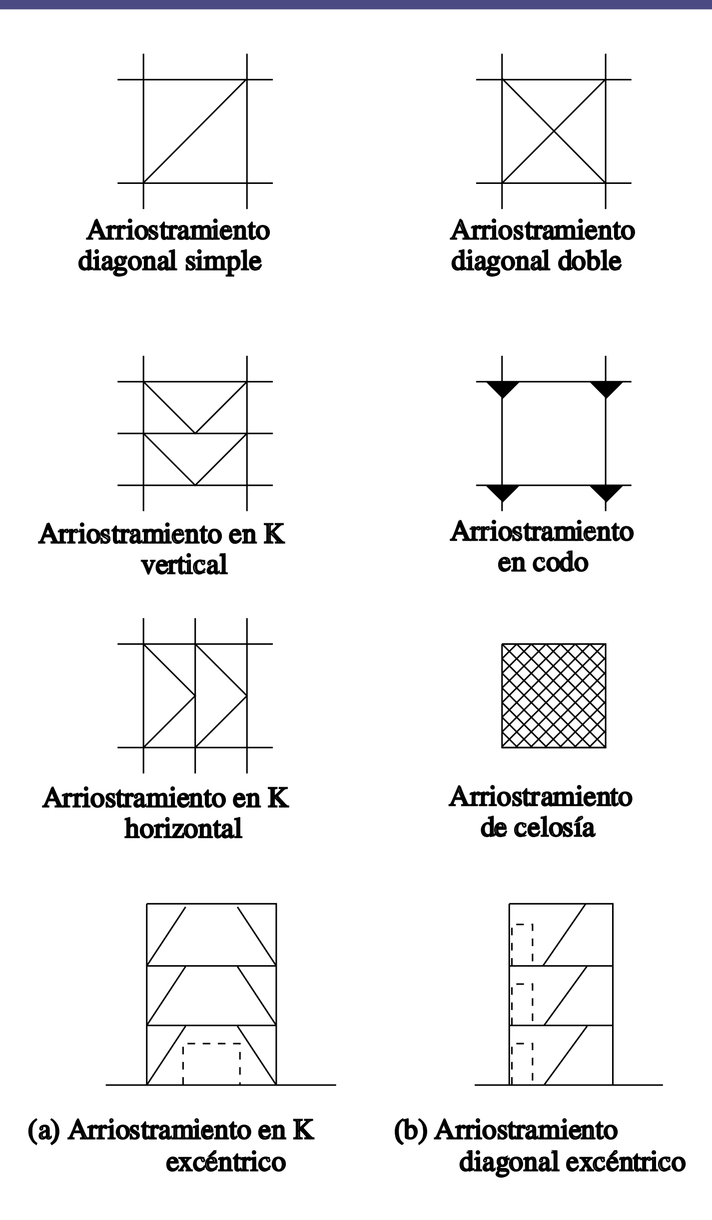


Figura 13 Tipos de arriostramiento

Pueden utilizarse pórticos de acero junto con núcleos de hormigón y/o muros, dando como resultado estructuras mixtas que también pueden llamarse “estructuras dobles”.

Cuando las vigas de acero están arriostradas, pueden utilizarse diferentes tipos de arriostramiento según los requisitos estructurales y funcionales (figura 13). Los más frecuentes son:

- arriostramiento en cruz de S. Andrés, simple o doble
- arriostramiento en K vertical u horizontal
- arriostramiento de celosía.

Los arriostramientos en K y en cruz de S. Andrés simple pueden ser “excéntricos”, es decir, las barras diagonales no se encuentran con los nodos.

5. MODELOS DE CÁLCULO

5.1 Hipótesis básicas

En el proyecto de edificios de varias plantas es habitual remitirse a un modelo de cálculo que corresponde a una estructura ideal que tiene coacciones perfectas. En contraste, los detalles constructivos reales muestran que las uniones entre los diversos elementos que comprende la estructura son considerablemente diferentes de las idealizaciones hipotéticas. Por lo tanto, es importante señalar que cualquier enfoque del proyecto estructural debe basarse en hipótesis y esquemas simplificados que hagan posible la correlación entre la estructura real y el modelo. Solamente el modelo puede estudiarse con los métodos de análisis estructural. Los resultados del análisis predecirán más ajustadamente el comportamiento real de la estructura, cuanto mayor sea la precisión con que el modelo represente a la propia estructura.

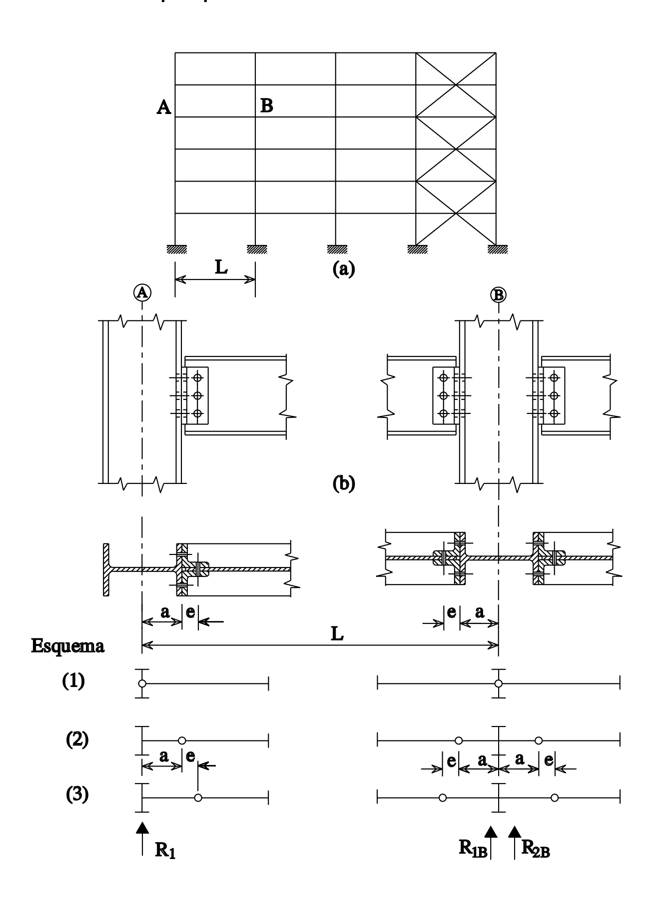


Figura 14 Modelos de cálculo para una estructura simplemente apoyada

Una cuestión importante es si la introducción de hipótesis simplificadoras conduce a un modelo cuyo comportamiento es seguro o no. Es necesario comprobar si los resultados obtenidos del modelo y, en particular, la resistencia de carga límite en el colapso son seguros o no.

Para responder a esta pregunta puede ayudar la aplicación del teorema estático del proyecto básico. En una estructura sometida a las fuerzas externas F_j, $\alpha_u F_j$ son los valores de las cargas que, si se aplicaran, producirían el colapso de la estructura, siendo α_u el multiplicador real del colapso. Si, para una carga genérica αF_j es posible encontrar una distribución de fuerzas internas que equilibre a las fuerzas externas, y si la estructura también cumple en cualquier lugar con un criterio hipotético de plasticidad, entonces $\alpha \leq \alpha_u$.

Este teorema es válido si se cumplen las hipótesis siguientes:

- Ausencia de efectos de pandeo local.
- Los efectos de segundo orden no influyen.
- Los valores de deformación en cada punto de la estructura son menores que los correspondientes a la rotura del material.

Un modelo de cálculo podrá, por lo tanto, predecir el comportamiento real con mayor precisión cuanto más estrictamente se cumplan las condiciones de compatibilidad.

Toda solución, no obstante, se encuentra en el lado seguro, incluso si no se cumple la compatibilidad, siempre que:

- Represente el equilibrio entre las fuerzas internas y externas
- Observe la resistencia del material.
- La estructura tenga suficiente ductilidad, necesaria para evitar roturas localizadas, para valores de carga inferiores a los del colapso local o estructural global.

Está claro que una vez se ha definido el modelo de cálculo, debe comprobarse la estabilidad de los elementos y, en caso de estructuras altamente deformables, debe valorarse la influencia de los efectos de segundo orden en

las cargas verticales. A continuación se describen algunos ejemplos típicos de modelos de cálculo de estructuras metálicas.

5.2 Estructura articulada

El modelo de una estructura articulada genérica (figura 14) puede estudiarse con referencia a las diversas situaciones de las rótulas ideales. Pueden situarse, por ejemplo, en cualquiera de las tres posiciones que se muestran en la figura 14. Los resultados estarán en el lado seguro siempre que las dimensiones de los diversos elementos estructurales cumplan con el modelo hipotético. De los tres casos mostrados pueden deducirse los siguientes criterios para calcular los momentos y fuerzas en los pilares, vigas y conexiones (secciones X-X e Y-Y).

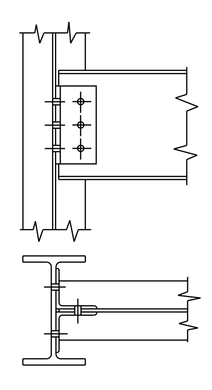
Esquema 1

Los pilares A y B están simplemente comprimidos.

L es la luz para calcular el momento de la viga.

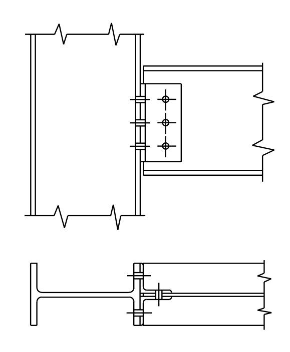
La sección de unión X-X debe resistir no sólo un esfuerzo cortante $V = R_1$, sino también un momento $M = R_1$ a.

La sección de unión Y-Y debe resistir no sólo una esfuerzo cortante $V = R_1$, sino también un momento $M = R_1$ (a + e).



(a) Columna orientada según eje débil

Figura 15a Uniones de viga a columna



(b) Columna orientada según eje fuerte

Figura 15b Uniones de viga a columna

Esquema 2

El pilar B está comprimido ($N = R_{1B} + R_{2B}$) y sujeto a un momento $M = a (R_{1B} – R_{2B})$ concentrado en el eje central.

El pilar A está comprimido ($N = R_1$) y sujeto a un momento $M = R_1$ a concentrado en el eje central.

L - 2a es la luz para calcular los momentos de la viga.

La sección de unión X-X debe resistir una fuerza de cortadura $V = R_1$ solamente.

La sección de unión Y-Y debe resistir no sólo un esfuerzo cortante $V = R_1$, sino también un momento $M = R_1$ e.

Esquema 3

El pilar B está comprimido ($N = R_{1B} + R_{2B}$) y sujeto a un momento $M = (R_{1B} – R_{2B})$ (a + e) concentrado en el eje central.

El pilar A está comprimido ($N = R_1$) y sometido a flexión por un momento $M = R_1$ (a + e) concentrado en el eje central.

L - 2 (a + e) es la luz para calcular los momentos de la viga.

La sección de unión X – X debe resistir una fuerza de cortadura $V = R_1$ y un momento $M = R_1$ e.

La sección de unión Y – Y debe resistir solamente un esfuerzo cortante $V = R_1$

Cada uno de estos tres modelos se encuentra en el lado de la seguridad y puede, por lo tanto, asumirse para el cálculo. La elección entre ellos se efectúa considerando el elemento estructural o la unión, que es la parte más débil de la estructura. Se escoge el modelo que minimiza las fuerzas internas en esa parte, ya que es el más seguro.

En el primer esquema el estado de tensión en el pilar es el menor. Puede, por lo tanto, escogerse cuando los pilares están orientados conforme a su eje menor (figura 15a). Los efectos flectores en los pilares quedan, de hecho, eliminados a pesar de los ligeros momentos en las uniones debido a la excentricidad relativamente pequeña de la conexión atornillada.

El segundo esquema es a menudo conservador si los pilares están orientados conforme al eje mayor (figura 15b). En este caso, de hecho, la excentricidad es mayor que la mitad del canto del pilar y puede requerir un incremento de la resistencia de la conexión. La excentricidad conlleva también una mayor tensión en los pilares debido a los momentos flectores. Su distribución puede evaluarse con la hipótesis de rótulas en el punto medio entre los pisos y considerando a los pilares fijados por la estructura de arriostramiento (figura 16a). Así pues, cada hilera vertical puede considerarse mediante el esquema isostático que se muestra en la figura 16b. La reacción horizontal Hi viene dada por el equilibro de giro en la rótula número i:

$$H_i = \frac{2M_i}{h_i} - \sum_{o}^{i-1} H_k$$

(a)

Figura 16a Modelos de cálculo para columnas de estructuras simplemente apoyadas

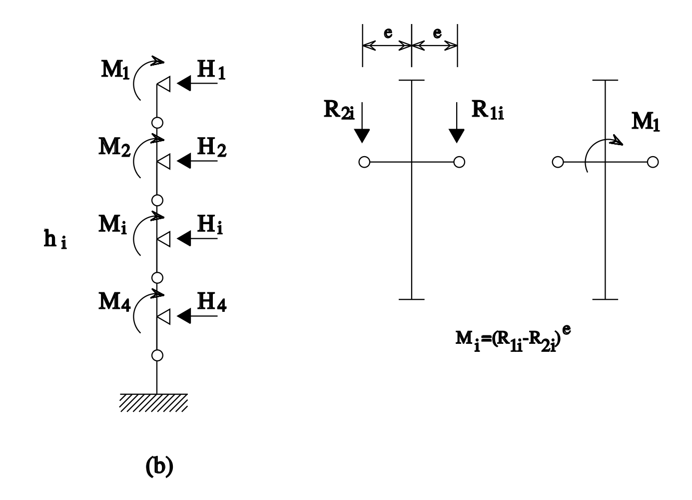


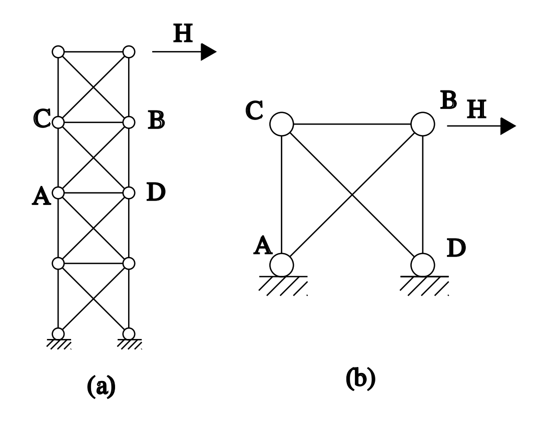
Figura 16b Modelos de cálculo para columnas de estructuras simplemente apoyadas

Los efectos de las H_i, para cada piso y para cada pilar se resisten mediante arriostramientos verticales a través del sistema de forjado. Su intensidad es aproximadamente ΔR e/h, donde ΔR es la diferencia entre las reacciones de dos vigas conectadas al pilar y e/h es la relación entre la excentricidad de la rótula y la altura del piso. En los tipos de estructura que se están considerando, puesto que los vanos de las vigas son comparables, ΔR depende principalmente de cualquier carga accidental no compensada. Además, puesto que e/h es esencialmente pequeño, estos efectos son generalmente despreciables en comparación con los debidos a cargas externas. En contraste, los efectos del momento flector en los pilares no son despreciables. El correspondiente incremento de la tensión debe considerarse en los cálculos.

5.3 El arriostramiento de viga de celosía

Las fuerzas que actúan sobre el arriostramiento de estructuras, tales como los efectos del viento, terremotos e imperfecciones geométricas, no lo hacen en una dirección en particular. Por lo tanto, el esquema del sistema de arriostramiento debe proyectarse y calcularse para una gama de condiciones de carga.

Con referencia al arriostramiento que se muestra en la figura 17a, se considera el comportamiento de un solo sistema diagonal (figura 17b).



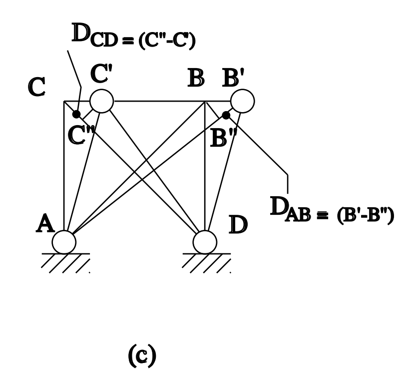
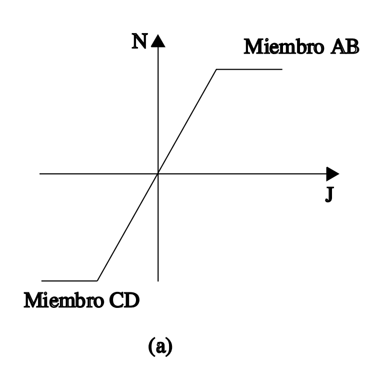


Figura 17 Comportamiento de un arriostramiento de celosía



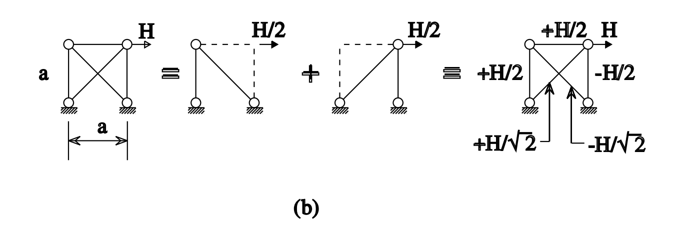
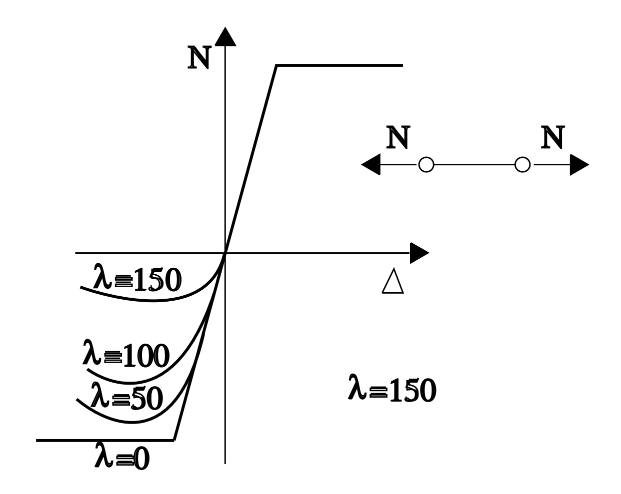


Figura 18 Acciones en barras diagonales

La estructura es hiperestática. Su solución para determinar desplazamientos transversales viene determinada por la condición de compatibilidad (figura 17c), suponiendo que la barra $\overline{CB}$ es rígida. Esta hipótesis impone la igualdad $\Delta_{AB} = \Delta_{CD}$ entre el alargamiento de la diagonal tendida AB y el acortamiento de la diagonal comprimida CD. Si la relación N-Δ entre la carga axial N y la variación Δ en la longitud (figura 18a) es igual en tracción y en compresión, entonces la fuerza axial en ambas diagonales tiene el mismo valor absoluto. La estructura puede considerarse como la superposición de



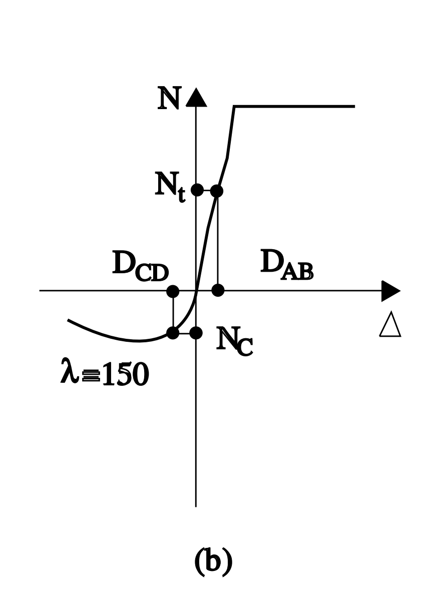


Figura 19 Diferente comportamiento de una barra en tracción y en compresión

dos estructuras isostáticas que trabajan en paralelo (figura 18b) y su solución es sencilla.

Las diagonales, sin embargo, difieren substancialmente en su comportamiento. La barra comprimida CD puede no tener un comportamiento lineal porque, aunque permanece elástica, está sometida a pandeo y la desviación del comportamiento lineal se incrementa a medida que aumenta su esbeltez λ (figura 19a). Para una esbeltez alta (figura 19b) la condición geométrica $\Delta_{AB} = \Delta_{CD}$ requiere una carga axial N_c en la barra comprimida que sea substancialmente menor que la carga axial N_i en el tirante.

Existen, por lo tanto, dos maneras de tratar el arriostramiento. Puede dimensionarse de forma que ambas diagonales puedan resistir a tracción y a compresión. Para ello es necesaria una esbeltez baja ($\lambda \leq 100$), de forma que la diferencia de comportamiento entre las barras a tracción y a compresión sea despreciable. Esta solución se ilustra en la figura 18b: ambas diagonales cooperan en resistir las fuerzas de cortadura. Alternativamente, el arriostramiento puede dimensionarse considerando solamente la diagonal tendida. Su esbeltez debe ser ($\lambda \geq 200$) a fin de asegurarse de que, cuando la tensión se invierta y la diagonal pase a ser una barra comprimida, permanecerá elástica incluso si pandea. En esta condición la barra comprimida es redundante y las fuerzas las resiste en su totalidad la barra tendida. Los arriostramientos proyectados de esta forma son generalmente más económicos, pero la deformación de la estructura es mayor. Además, la posibili-

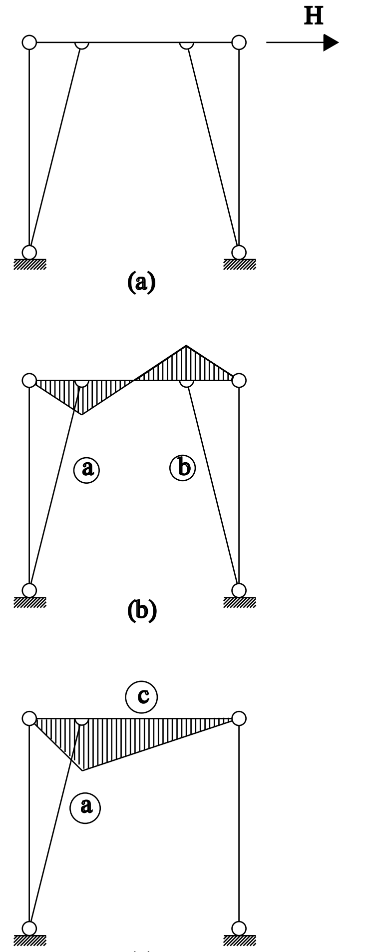
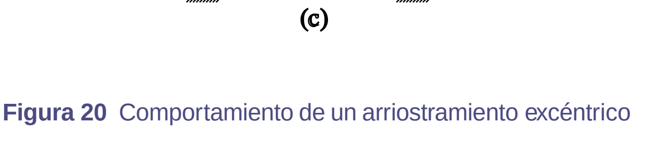



Figura 20 Comportamiento de un arriostramiento excéntrico

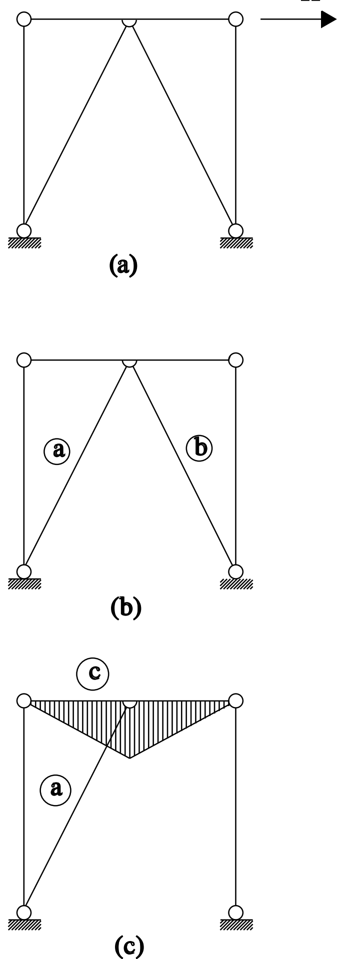


Figura 21 Comportamiento de un arriostramiento en V

dad de pandeo de las diagonales a compresión desaconseja esta solución cuando el arriostramiento esté situado en el plano de fachadas o tabiques.

Las anteriores consideraciones son aplicables también a otros tipos de arriostramientos.

El arriostramiento que se muestra en la figura 20a, por ejemplo, consiste en dos barras inclinadas conectadas a una viga que resiste a la flexión. La viga puede calcularse por el método indicado en la figura 20b o el de la figura 20c, según se considere o no la barra comprimida. El arriostramiento de la figura 20b corresponde a barras de una viga de celosía que soporta solamente cargas axiales. Una barra diagonal está traccionada y otra está comprimida. Puesto que ambas barras son idénticas, debe comprobarse que puedan resistir satisfactoriamente la carga de compresión. En la figura 20c sólo se considera operativa la barra traccionada. En consecuencia, la viga debe resistir también el pandeo debido a la fuerza externa H. En este caso el arriostramiento también puede ser económico, siempre que la barra comprimida sea lo suficientemente esbelta para pandear mientras permanece elástica.

Puede seguirse el mismo enfoque para el sistema de arriostramiento que se muestra en la figura 21a. Las barras de arriostramiento han sido proyectadas para actuar tanto a tracción como a compresión. El proyecto minimiza la flexión de la viga. Alternativamente, en la figura 21c el arriostramiento ha sido proyectado para resistir sólo a tracción, ignorando la barra comprimida. Este proyecto incrementa la flexión en la viga.

6. REQUISITOS SÍSMICOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

Los edificios de acero de varias plantas se utilizan cada vez más en regiones de alto riesgo sísmico debido a sus excelentes prestaciones en términos de resistencia y ductilidad. Sus prestaciones se deben al comportamiento mecánico de los materiales, de los elementos estructurales y de los componentes no estructurales requeridos en el proyecto. Los requisitos del proyecto corresponden a la imposición de tres estados límite dados. Son el estado límite de servicio, la resistencia a los daños (averiabilidad) y los estados límite de colapso, incluidos en la nueva generación de reglamentos sísmicos como las Recomendaciones ECCS para Estructuras Metálicas en Zonas Sísmicas [2] y el Eurocódigo 8 [3].

El estado límite de servicio corresponde a los terremotos de menor frecuencia. Requiere que la estructura, junto con los componentes no estructurales, no deban sufrir ningún daño y que las incomodidades para los habitantes deben ser mínimas. El primer requisito (evitar daños estructurales) se cumple proyectando la estructura en la gama elástica. El segundo requisito (evitar daños no estructurales y la incomodidad de los habitantes) se cumple proporcionando suficiente rigidez para prevenir deformaciones importantes.

El estado límite de "averiabilidad" permite algún daño menor en los componentes no estructurales debido a deformaciones locales grandes en ciertas zonas. Estos daños pueden producirse con terremotos moderados de menor frecuencia.

El estado límite de colapso se relaciona con movimientos severos de tierra debidos a terremotos muy infrecuentes. Se prevén daños estructurales y no estructurales, pero debe garantizarse la seguridad de los habitantes. La estructura debe ser capaz de absorber y disipar grandes cantidades de energía. Pueden adoptarse diferentes vías para absorber y disipar energía en condiciones de grandes movimientos de tierra a fin de prevenir el colapso.

7. COMPORTAMIENTO CON CARGAS HORIZONTALES

Tradicionalmente, se han utilizado dos familias de sistemas estructurales en los edificios de varias plantas para resistir cargas horizontales importantes (tanto del viento como de terremotos). Son los pórticos arriostrados concéntricamente y los pórticos rígidos.

El sistema de pórtico arriostrado concéntricamente se utiliza ampliamente para estructuras metálicas normales y resistentes a los seísmos. Las ménsulas verticales se forman mediante elementos de arriostramiento en cruz de S. Andrés con líneas centrales coincidentes. Resisten las fuerzas laterales (tanto del viento como de terremotos horizontales) mediante fuerzas axiales en los elementos de arriostramiento que proporcionan una gran rigidez en el campo elástico. En estas estructuras las zonas disipadoras se sitúan principalmente en las diagonales tendidas, ya que se suele suponer que las diagonales comprimidas pandean.

El comportamiento cíclico inelástico de los arriostramientos concéntricos es insatisfactorio debido al pandeo repetido de las barras diagonales. Este pandeo produce una reducción progresiva del área de los bucles de histéresis, lo que corresponde a una disminución importante de la capacidad de la estructura para absorber y disipar energía. Este comportamiento se ilustra en la forma de los bucles de histéresis de un arriostramiento concéntrico (figura 22).

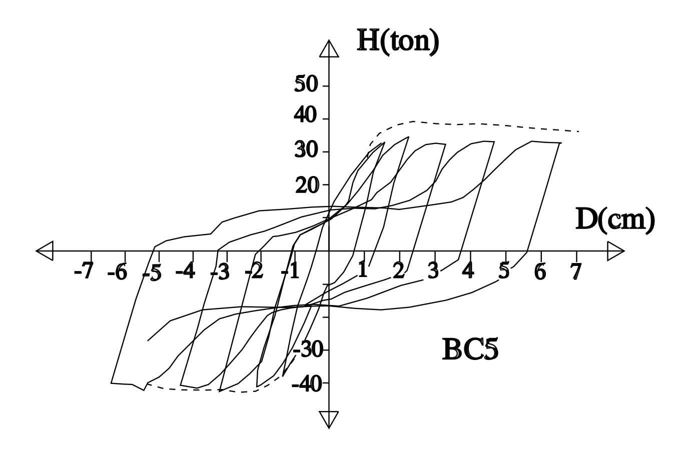


Figura 22 Ciclo de histéresis para un arriostramiento concéntrico

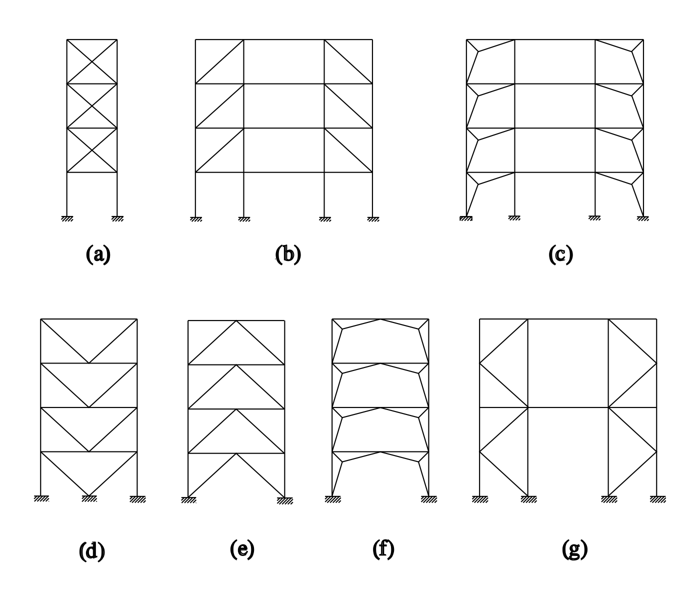


Figura 23 Diferentes tipos de arriostramiento concéntrico

Según el tipo de arriostramiento, se presenta un comportamiento diferente. Los tipos pueden clasificarse en tres categorías: arriostramientos diagonales en X (figura 23a, b, c), arriostramientos en V (figura 23d, e, f) y arriostramientos en K (figura 23g). Los arriostramientos en X (figura 23a) disipan energía por medio de la plastificación de las diagonales traccionadas y comprimidas y la degradación se debe al pandeo fuera de plano, que interactúa con el pandeo local de la sección. Desde este punto de vista, las secciones simétricas (doble C, secciones huecas) presentan un comportamiento mejor que las asimétricas (ángulos adosados). En los arriostramientos en V, las fuerzas horizontales las resisten diagonales traccionadas y comprimidas, siendo necesarias estas últimas para el equilibrio. Desde el punto de vista de carga cíclica, solamente la diagonal comprimida disipa energía, mientras que la diagonal traccionada permanece elástica.

Los arriostramientos en K (figura 23g), por el contrario, no pueden considerarse disipadores ya que las diagonales cruzan el pilar en un punto intermedio, por lo que incluyen al pilar en el mecanismo de fluencia.

En resumen, para todos los tipos de pórticos arriostrados concéntricamente, pueden pro-



ducirse grandes movimientos inaceptables entre plantas, que provocan daños no estructurales, debido al fallo de los arriostramientos.

Los pórticos resistentes a momentos tienen un gran número de zonas disipadoras situadas junto a las conexiones viga-pilar. Resisten fuerzas horizontales esencialmente por flexión y la energía puede disiparse mediante un comportamiento de flexión cíclica.

Las conexiones viga-pilar se proyectan generalmente para los cuatro principales tipos de uniones (figura 24):

- Tipo A, en el que tres cubrejuntas de chapa son soldadas al pilar y atornilladas a las alas y al alma de la viga.

- Tipo B, en el que se atornillan perfiles angulares al pilar y la viga.

- Tipo C, con placas de testa con alargamiento simétrico.

- Tipo D, que es una unión totalmente soldada.

Las prestaciones de todos los tipos se han hallado por medio de pruebas, para lograr una ductilidad suficiente.

Los pórticos resistentes a momentos se utilizan ampliamente para edificios de poca altura, pero por lo general resultan más costosos que el sistema de arriostramiento concéntrico para una altura dada. Para edificios de altura media y grande (entre 6 y 40 plantas) las estructuras porticadas presentan deformaciones elásticas demasiado grandes bajo la acción de terremotos leves o el viento, produciendo daños en los elementos no estructurales. Puede obtenerse una rigidez suficiente añadiendo arriostramientos diagonales al pórtico rígido.

A partir de una comparación entre el comportamiento de los pórticos arriostrados concéntricamente y los rígidos, se concluye que ninguno de estos sistemas tradicionales cumple con los requisitos actuales para los tres estados lím-

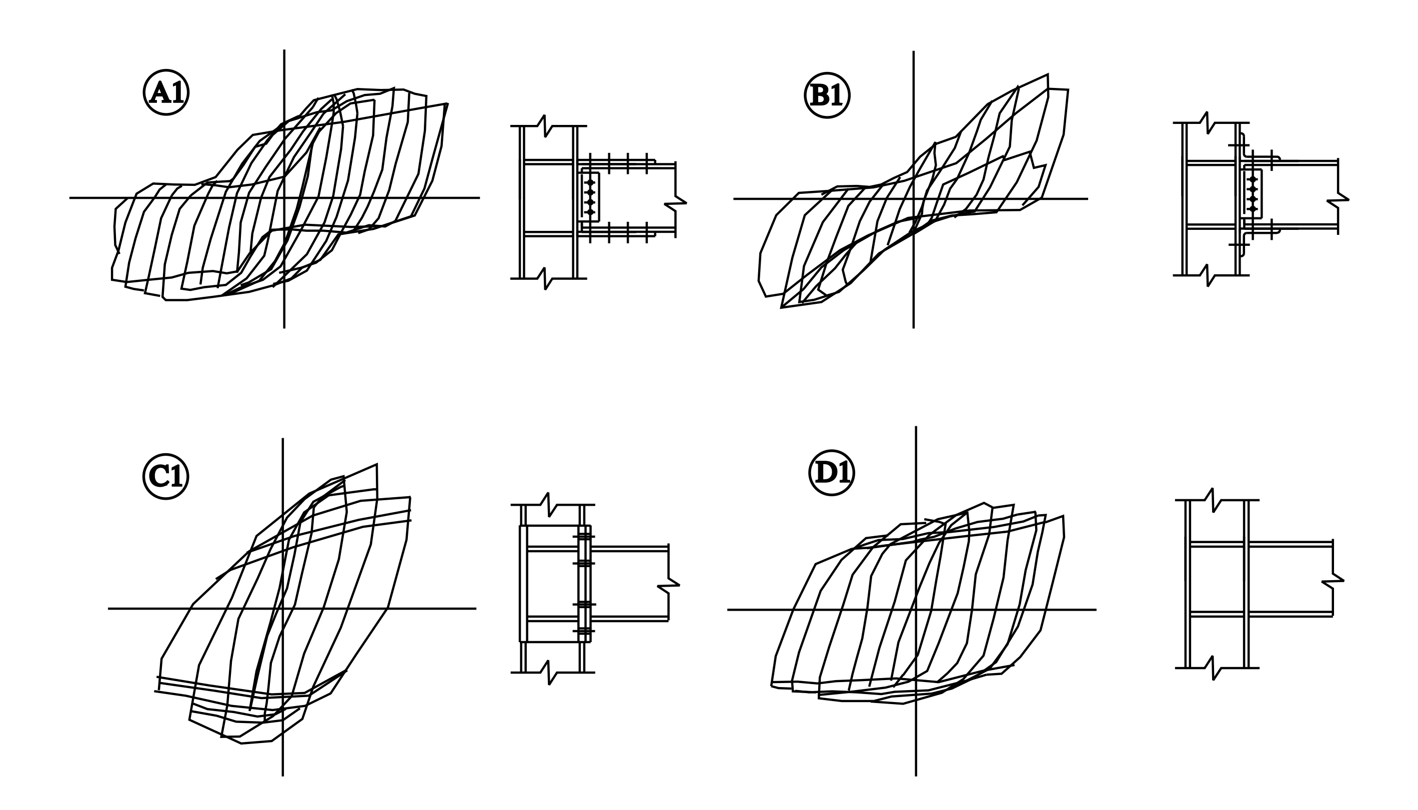


Figura 24 Ciclos de histéresis para diferentes tipos de unión

te: estado límite de servicio, averiabilidad y colapso.

Puede obtenerse una armonización adecuada entre la rigidez lateral de los arriostramientos y la ductilidad de los pórticos, utilizando el sistema híbrido de pórticos arriostrados excéntricamente (figura 25). En este sistema, las fuerzas horizontales las resisten principalmente las barras cargadas axialmente, pero la excentricidad de la configuración permite la disipación de energía mediante flexión cíclica y comportamiento en cizallamiento en un elemento conocido como conexión activa.

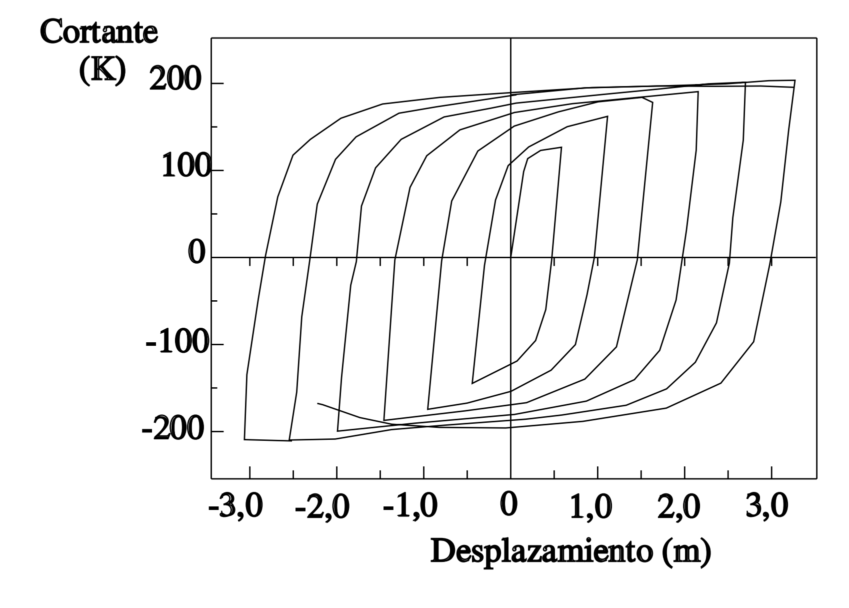


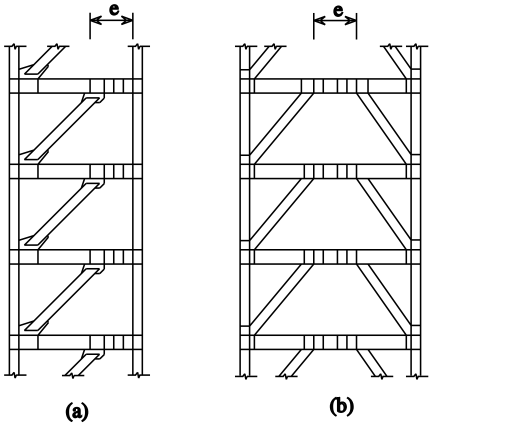
Figura 26 Ciclos de histéresis de un enlace

El tipo común de pórtico arriostrado excéntricamente puede clasificarse como arriostramiento en D (figura 25a), arriostramiento en K (figura 25b) y arriostramiento en V (figura 25c) según la forma de los elementos diagonales. Los pórticos arriostrados excéntricamente pertenecen al grupo de estructuras disipadoras y su nivel de absorción de energía es similar al del sistema de pórtico rígido.

Además, el sistema de pórtico arriostrado excéntricamente presenta ventajas en términos de control de movimiento. Representa una solución económica para edificios de altura media y grande. La conexión activa es el principal disipador de energía del sistema estructural. Debe proyectarse de forma que su resistencia máxima a la flexión y al cizallamiento se alcance antes de que se alcancen las resistencias máximas a la tracción y a la compresión de otras barras.

La longitud de la conexión activa es la responsable del mecanismo de colapso que disipa energía. Las conexiones cortas disipan energía principalmente por deformación inelástica por cizallamiento en el alma (conexión a cortadura). Las conexiones largas disipan energía principalmente por deformaciones normales en las alas (conexiones a momento). Un proyecto cuidado de estas conexiones puede producir bucles de histéresis muy satisfactorios con una gran rigidez y absorción de energía (figura 26).

Los pórticos arriostrados excéntricamente satisfacen los requisitos de los tres estados límite considerados en el proyecto de estructuras metálicas sísmicas. En particular, proporcionan una excelente resistencia y rigidez en el campo elástico, de modo que se evitan los daños no estructurales y la incomodidad de los habitantes. Asimismo, tienen suficiente ductilidad para disipar grandes cantidades de energía en el campo inelástico.



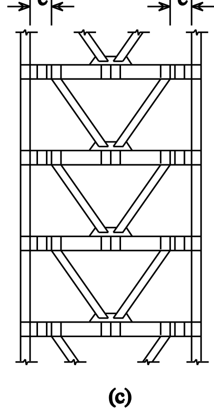


Figura 25 Diferentes tipos de arriostramiento excéntrico

8. RESUMEN FINAL

- Cuanto mayor es la altura del edificio, tanto mayor es la importancia de las consideraciones de la acción dinámica del viento y la carga sísmica en el proyecto.
- Para edificios de poca altura, la estabilidad lateral puede obtenerse mediante pórticos resistentes a momento, arriostramiento transversal o muros a cortante; para edificios de gran altura se utilizan normalmente sistemas más eficientes.
- Pueden definirse cuatro categorías básicas: muro, núcleo, pórtico y tubo, que pueden combinarse para proporcionar sistemas de arriostramiento más efectivos.
- Deben utilizarse modelos analíticos apropiados para determinar las prestaciones de los sistemas de arriostramiento lateral.

9. BIBLIOGRAFÍA

[1] New Structural Systems for Tall Buildings and Their Scale Effects on Cities, Khan, Fazlur R. “Tall Building Plan, Design and Construction”, Symp, Proc, Vanderbilt University, Civ Eng Program, Nashville, Tennessee, 1974.

[2] Eurocode Convention of Constructional Steelwork : “Recommendations For Steel Structures in Seismic Zones”, ECCS, Publication 54, 1988.

[3] Eurocódigo 8: “Structures in Seismic Regions - Design, CEN” (en preparación).

10. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Steel Designers Manual, Owens G.W.

   Blackwell Scientific Publications, Oxford. 1992



ESDEP TOMO 2
CONSTRUCCIÓN EN ACERO:
INTRODUCCIÓN AL DISEÑO

Lección 2.8: Aprender de los errores





OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir los pasados errores para mejorar la seguridad de futuros diseños y métodos.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno

LECCIONES AFINES

Ninguna.

RESUMEN

En esta lección se examinan nueve errores. El análisis de estos casos particulares permite identificar la falta de conocimiento o el tipo de error en las estructuras en cuestión. A partir de los análisis se extraen las lecciones para futuros proyectos y ejecuciones.

No se incluyen casos de siniestros ocasionados por seísmo (véase las lecciones del Grupo 21).



1. INTRODUCCIÓN

En las sociedades preindustriales, la arquitectura y tecnología tenían, en gran medida, un enfoque artesanal. El diseño de objetos y edificios cambiaba muy lentamente a medida que, siglo tras siglo, se iban introduciendo gradualmente mejoras .

El concepto de progreso no es, por tanto, una idea nueva, pero en la sociedad medieval, los constructores se limitaban a construir muy cuidadosamente, tanto en el sentido figurado como en el literal, sobre aquello que ya se había hecho anteriormente. Los colapsos se producían cuando intentaban ir demasiado lejos, más allá del máximo que se había alcanzado durante siglos de lento desarrollo

Se pueden encontrar casos de colapsos en las construcciones más importantes y más visibles realizadas en aquel tiempo: las catedrales. En su deseo de conseguir la nave más alta o el vano más amplio de la cristiandad, las autoridades y constructores de catedrales traspasaban a veces los límites de sus conocimientos y tecnología. Como resultado de ello, algunos edificios o partes de los mismos se colapsaban. Éste fue el caso de la catedral de Beauvais. El colapso se produjo porque los constructores, superandose a sí mismos, llevaron el sistema estructural gótico más allá de sus límites naturales.

El aumento del interés por el método científico y por la razón, iniciado en el siglo XVII, desembocó en la revolución industrial, e incluyó el desarrollo de la capacidad de predecir las fuerzas a las que podía estar sometida una estructura durante su uso. El propio proceso de industrialización permitió la fabricación de nuevos materiales, cuyas propiedades fueron más regulares y predecibles que las de los materiales naturales a los que sustituían. Podría suponerse que la combinación del aumento de los conocimientos y la mejora de los materiales produjo una reducción de la incidencia de colapsos estructurales. Sin embargo, la industrialización generó una demanda de muchos tipos de estructuras existían, como las estaciones de ferrocarril, los mercados cubiertos y las salas de exposición, para los que no existían precedentes históricos.

Con el progreso de la tecnología nacieron nuevas expectativas por parte del público y un deseo de crearlas por parte de los proyectistas; de repente, parecía que casi todo era posible, a medida que se aceleraba el desarrollo. Cada estructura sucesiva era, durante algún tiempo, la más larga, la más alta o la que tenía una luz mayor. En el siglo diecinueve los proyectistas se enfrentaban continuamente a los intentos de resolver problemas para los que no existía ningún precedente.

Sin las demandas cambiantes de la sociedad y el progreso tecnológico, las ruinas se deberían solamente a la falta de cuidado. Mediante el estudio de los errores se puede aprender cómo hacer las estructuras más seguras a medida que se desarrolla la tecnología. Éste es el tema de la presente lección.

2. ANÁLISIS DE ALGUNOS ERRORES ESTRUCTURALES

2.1 Generalidades

Los errores no son, de ninguna manera, prerrogativa de la ignorancia o la incompetencia. Más a menudo, son consecuencia de un lapsus que el trabajo en equipo y la vigilancia no han podido evitar. Estos lapsus pueden ser una combinación de mala suerte, una comunicación inadecuada, márgenes de seguridad demasiado estrechos para prever los errores humanos, métodos de cálculo o de construcción inexactos, etc.

Sería absurdo intentar, en una sola lección, elaborar una lista completa de las razones de los errores y tratar de presentar ejemplos de cada uno de ellos. No obstante, existen dos temas recurrentes: la mayoría de los colapsos se producen durante el montaje y una de las razones más importantes de ellos es la falta de comunicación. Una mala comunicación puede manifestarse de muy diversas formas. La mejor protección contra ella es que todos los técnicos involucrados en un trabajo se conozcan entre sí, se consideren amigos y colegas, sientan que participan en una empresa común y que la mayoría de ellos estén abiertos a los puntos de vista de los otros. La dificultad de conseguir y mantener estas relaciones en una situación contractual compleja se comenta en el apartado siguiente.

Sólo una parte muy pequeña de las muchas otras razones de errores ocurren con la suficiente frecuencia como para merecer una discusión específica. La falta de detalles puede deberse a una falta de entendimiento o a omisiones en las comprobaciones. Un error numérico en los cálculos rara vez conduce a un colapso. La tendencia a minimizar el material utilizado y a maximizar los esfuerzos puede llevarse demasiado lejos, produciendo tan sólo mínimas ganancias en términos de costes y, como contrapartida, un incremento de gastos relativos a la necesidad de mayor precisión del análisis y un mayor riesgo de colapso. Un peligro muy claro se debe al hecho de utilizar proyectos que han tenido éxito en una escala determinada como base para estructuras mayores. En este caso, el problema principal son las omisiones que en la escala menor no eran importantes pero que adquieren importancia en la escala superior.

2.2 La relación contractual

Normalmente, un trabajo empieza con un cliente que contrata a un arquitecto para proyectar la estructura y controlar todos los temas. Este último encargará a un consultor el proyecto de la estructura. Con frecuencia, el consultor produce un boceto y magnitudes de las barras, pero no detalles de uniones. Se presentarán documentos de licitación para la estructura completa y cada fabricante principal solicitará precios subcontratados para muchos elementos de la obra. Generalmente, la estructura metálica será uno de estos elementos. En las obras de puentes, el arquitecto no controlaría la obra, pero seguiría existiendo la relación principal contrato/subcontrato.

Una vez adjudicados los contratos, el subcontratista de la estructura metálica proyectará las uniones e iniciará el trabajo de taller. A veces incluso esta tarea se subdivide y el subcontratista de la estructura metálica del contrato principal subcontrata el trabajo de taller, ocupándose él solamente del montaje. Todas las partes mencionadas, incluido el ingeniero que puede ser o no el consultor/proyectista, están vinculados en una relación contractual el uno con el otro. El contrato es muy importante pero a veces se permite que empañe las relaciones personales entre individuos. Si en algún momento se observa una ruptura en la amistad entre profesionales en una obra, esto puede considerarse una clara señal de peligro. Nadie puede realizar su trabajo de forma eficaz cuando existe enemistad en cualquier nivel.

Para complicar aún más el problema, la obra la realizan trabajadores que, si bien tienen una identidad corporativa, son también grupos formados por individuos. La realización segura y económica de una obra depende de todos los



miembros del equipo. Es necesario el respeto mutuo de las competencias e intereses. Si éste se mantiene, las posibilidades de errores se reducen a proporciones despreciables. La valentía de cuestionar el trabajo de otros debe combinarse con la voluntad de aceptar preguntas y la ayuda de otros. Análogamente, siempre es necesario el valor para resistir la presión de un cambio no deseable.

2.3 Colapsos estructurales

2.3.1 Puentes de viga cajón

Durante los años 1969-1971 se produjeron, en diferentes lugares del mundo, cuatro colapsos durante la construcción de puentes de viga cajón de acero. Cabe destacar el hecho de que ninguna de estos derrumbes fueron realmente similares. Dos de los puentes se encontraban en el estado de voladizo cuando se produjo el colapso; uno de ellos se colapsó como resultado de la debilidad del ala inferior, el otro por colapso de un diafragma de apoyo. En cuanto a los otros dos casos, uno colapsó como resultado de la debilidad del ala superior, el otro pandeó en la parte inferior debido al diferencial de temperatura. Los cuatro colapsos, sin embargo, se asociaron a la inestabilidad de las chapas de poco espesor a compresión.

Las causas principales de estos accidentes fueron:

a. la aplicación de la teoría del pandeo con coeficientes de seguridad inadecuados;

b. reglas de pormenorización incorrectas y ausencia de tolerancias de trabajo de taller adecuadas.

Los puentes que se colapsaron fueron, en orden cronológico:

- El Cuarto Puente sobre el Danubio en Viena (Austria, 6 de noviembre de 1969)
- El puente de Milford Haven (Reino Unido, 2 de junio de 1970)
- El puente West Gate en Melbourne (Australia, 15 de octubre de 1970)
- El puente sobre el Rin en Koblenz (Alemania Occidental, 10 de noviembre de 1971).

A continuación se describen dos de estos colapsos:

Puente de Milford Haven

Un fallo durante el montaje del voladizo, localizado en el lado sur del puente, provocó el colapso total. El elemento causante fue un diafragma de apoyo.

El puente (figura 1) se había proyectado originalmente como una única viga cajón continua de acero (Se reconstruyó siguiendo la tipología de viga en voladizo en todos sus tramos, excepto en el tramo principal que fue suspendido). Los tramos medían, desde el sur, 77 m, 77 m, 77 m, 149 m, 213 m, 149 m y 77 m. El tramo que se colapsó era el segundo tramo de 77 m del lado sur, el primero que se había montado con la ayuda de un apoyo provisional. El colapso se produjo cuando la última sección de cajón para el segundo tramo estaba siendo desplazada hacia afuera a lo largo del voladizo. Cuando se produjo el colapso esta sección se deslizó hacia adelante y cayó del voladizo matando a cuatro personas.

En los informes del siniestro quedó claro que el colapso se inició por el pandeo del dia-

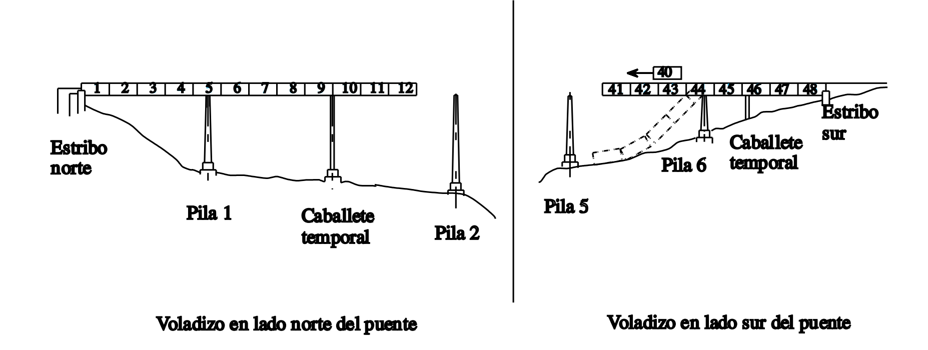


Figura 1 Colapso del puente Milford Haven

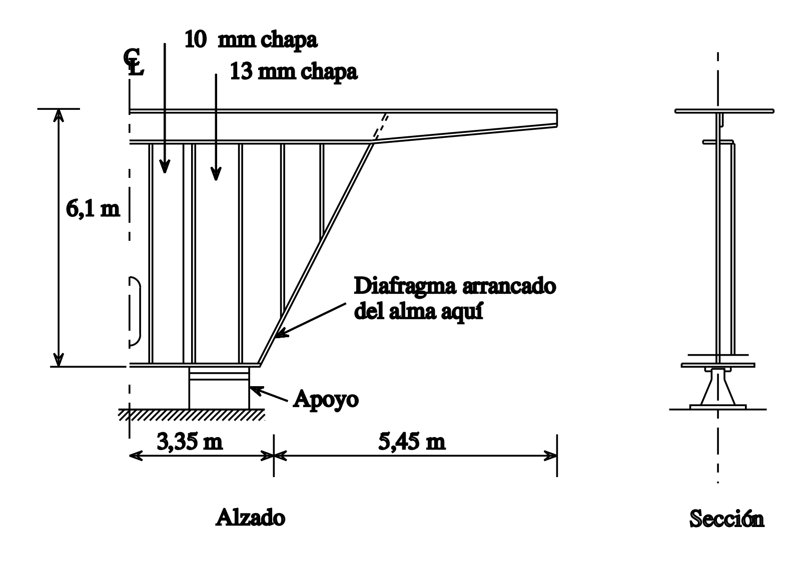


Figura 2 Diafragma sobre Pila 6 del puente Milford Haven

fragma de apoyo en el arranque del voladizo que se estaba montando (figura 2). El diafragma se desgarró de las almas inclinadas, en la proximidad del fondo del cajón, permitiendo que se produjera el pandeo de la parte del alma y del ala inferiores. Al pandear, el diafragma se acortó, reduciendo el canto total de la viga cajón; la tendencia del ala inferior a pandear se incrementó inevitablemente por esta reducción de la distancia entre alas que incrementó la fuerza necesaria en cada ala para soportar el momento, con un brazo de palanca reducido.

El diafragma de apoyo era, de hecho, una viga armada transversal que soportaba las pesadas cargas de las almas en sus extremos y se apoyaba, a cierta distancia de sus extremos, en los aparatos de apoyo que se muestran en la figura 2, y, por lo tanto, estaba sometido a un momento negativo y a un gran esfuerzo de cizallamiento vertical. La chapa del diafragma, en la proximidad de las esquinas inferiores externas, estaba sujeta a una compleja combinación de acciones. El cizallamiento de la viga transversal y la difusión de la carga puntual de los apoyos, se combinó con los efectos de inclinación de las almas de la viga del puente principal, produciendo una acción de compresión horizontal adicional y efectos de flexión fuera de plano causados por la excentricidad del apoyo.

La carga sustentada por el diafragma justo antes del colapso era de casi 9700kN, lo que concuerda con los cálculos de resistencia realizados, después del accidente, por un organismo independiente. La resistencia hipotética calculada utilizando reglas de diseño, elaboradas a posteriori, teniendo en cuenta los valores probables de deformación y tensión remanente, sería considerablemente menor: posiblemente del orden de 5000kN.

Puente sobre el Rhin, Koblenz

El tramo central del puente de Koblenz sobre el Rhin, se colapsó durante su construcción el 10 de noviembre de 1971, cuando el montaje había alcanzado casi el punto central del tramo de 235 m (figura 3). El puente era de viga cajón única de acero de 16,4 m de anchura en el ala superior y 11 m de anchura en la inferior (figura 4). El cajón se montó en ménsula, elevandose 85 toneladas de una vez.

El ala inferior estaba rigidizada longitudinalmente mediante rigidizadores en T, y el

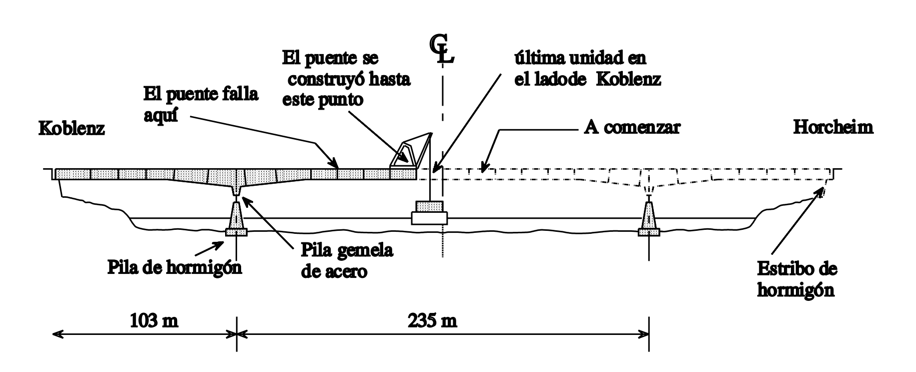


Figura 3 Colapso del puente Koblenz



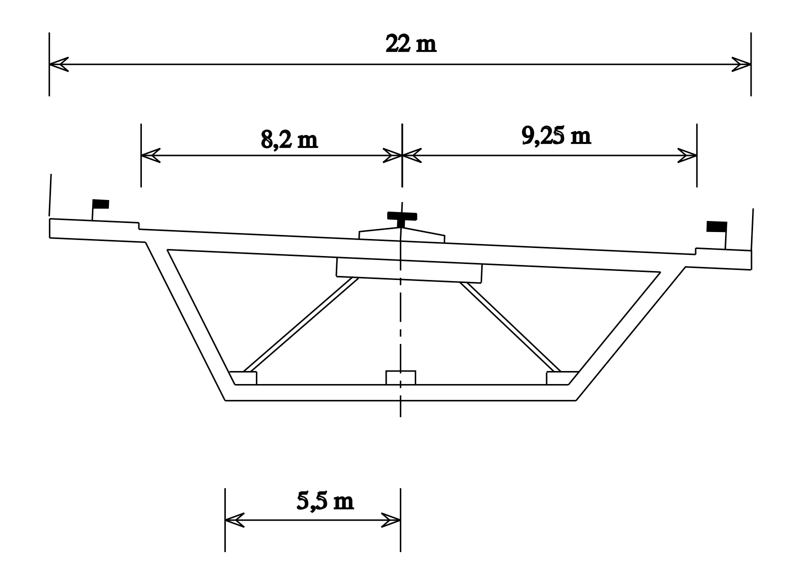


Figura 4 Típica sección transversal del puente Koblenz

cajón lo estaba, transversalmente, mediante marcos con diagonales de tubos de acero de 300 mm de diámetro. Todas las uniones eran soldadas, una técnica relativamente nueva en Alemania en aquella época. Tal como se muestra en la figura 5, se había previsto un espacio de 460 mm en los rigidizadores longitudinales en T del ala inferior para permitir el paso del equipo de soldadura automática haciendo la soldadura transversal a tope de la platabanda. El rigidizador en T se soldaba entonces a las dos chapas y aquella que enlazaba la T tenía justamente 460 mm de longitud y estaba soldada a tope. A fin de evitar la concentración de esfuerzos residuales de soldadura, esta chapa no estaba soldada al ala inferior del cajón, sino que su canto inferior quedaba a 30 mm aquella. La chapa que empalmaba el tablero de la T se solapaba sobre los extremos de las dos T.

Así, se verá que:

- La chapa del ala inferior, sujeta a grandes esfuerzos de compresión durante la construcción, no tenía apoyo en un largo de 460 mm en cada empalme.
- La soldadura a tope principal en la chapa del ala inferior se encontraba en el centro de esta longitud de 460 mm, introduciendo, posiblemente, una ligera falta de rectilineidad.
- El centro de gravedad del empalme de la T estaba, ciertamente, más alejado del ala que de la propia T, causando con ello una excentricidad que sometía a la platabanda a una mayor tensión de compresión en este punto.

Investigaciones posteriores revelaron que la chapa del ala inferior habría podido soportar la

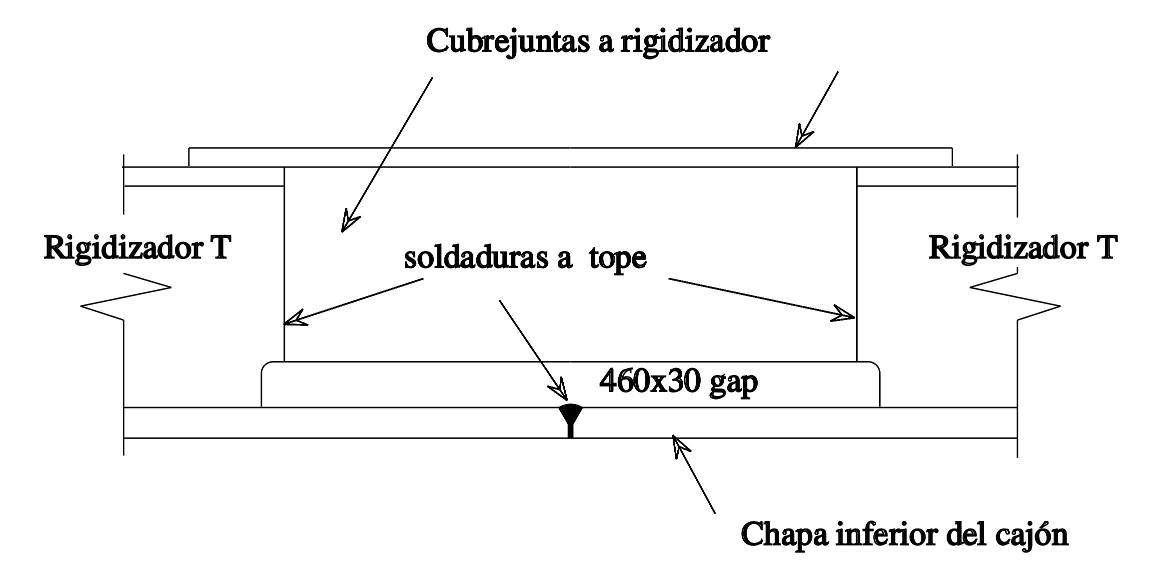
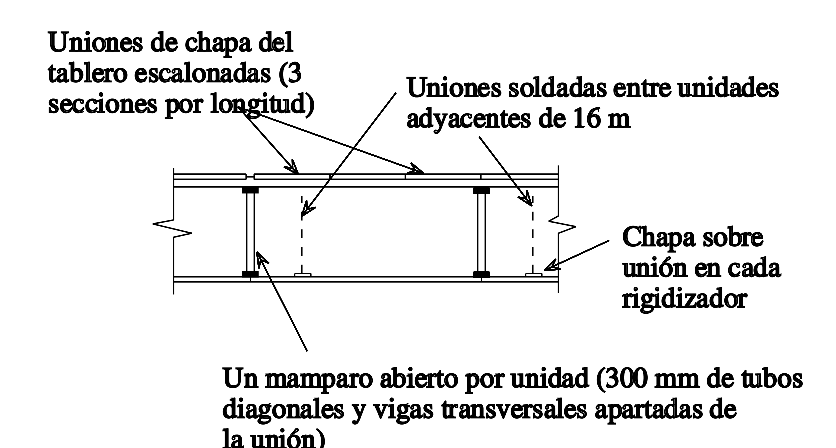


Figura 5 Ala inferior del cubrejuntas del puente Koblenz

tensión con seguridad si la falta de rectilineidad no hubiese sido superior a 0,95 mm, en la longitud sin apoyo de 460 mm. De hecho, la falta de rectilineidad de la chapa era de hasta 2 mm en algunos puntos.

La tarde del 10 de noviembre de 1971 estaban listos los preparativos para elevar la última sección de la ménsula desde el lado de Koblenz. Los cables de elevación estaban tensados, por lo que formaban parte del peso. Se oyó un clic metálico. La extremidad de la ménsula se asentó ligeramente. Unos segundos después el empalme del ala inferior, a 50 m, de la pila pandeó y el voladizo extremo de la viga colapsó cayendo al agua. Indudablemente, el clic era el doblamiento repentino de la platabanda, en el empalme del interior del rebaje de 30 mm. Gran parte de la tensión que debía haber soportado la chapa pasó a los rigidizadores en T. Estos tuvieron que soportar tres veces su propia tensión y se doblaron también (figura 6). Murieron trece personas.

La investigación concluyó que no había habido negligencia. Los cálculos estáticos se habían realizado correctamente conforme a los métodos que se utilizaban entonces en Alemania. Los métodos debían revisarse.



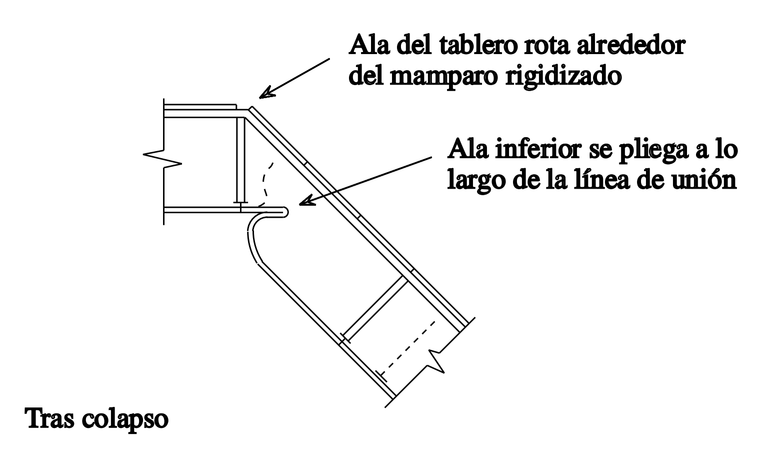


Figura 6 Puente Koblenz: Diseño de las uniones y su influencia en el colapso

2.3.2 Puentes de vigas armadas

Puente King's en Melbourne

El colapso del puente King's de Melbourne es uno de los relativamente escasos ejemplos de colapso en servicio. El puente se inauguró en 1961 pero sólo 15 meses después, el 10 de julio de 1962 (invierno en Melbourne) colapsó, por rotura frágil, cuando pasaba por él un vehículo de 45 toneladas. El colapso total se evitó porque los muros, que se habían construido para cerrar el espacio bajo del tramo afectado, soportaron la estructura . Las investigaciones revelaron que muchos otros tramos del puente amenazaban una ruina similar.

Los cimientos estaban en buen estado. La superestructura consistía en muchos tramos en los que cada carril se apoyaba en cuatro vigas de chapa de acero con una luz de 30 m, cubiertas por un tablero de hormigón armado. En la figura 7 se muestra una viga tipo. El ala inferior de cada viga armada era una chapa de 400 m x 20 mm complementada en la región de alto momento flector por una

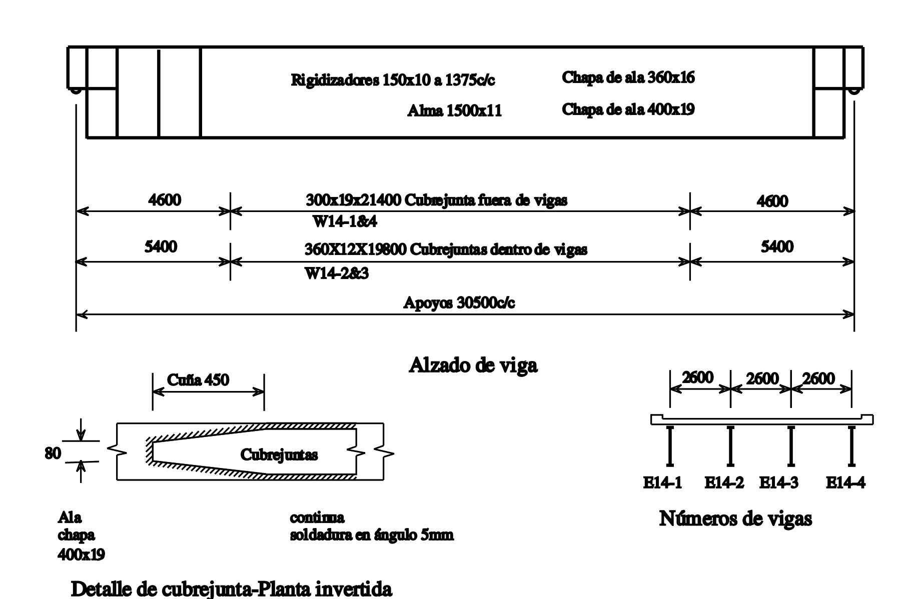


Figura 7 Puente King, Melbourne

chapa cubrejunta de 300 x 20 mm ó 360 x 12 mm. El cubrejuntas estaba unido al ala por una de soldadura en ángulo de 5 mm en todo su perímetro.

El acero especificado debía cumplir con BS968: 1941, una versión anterior de la calidad BS4360 Grado 50 o FeE 355. Aunque, en aquella época, la BS968 no exigía ningún requisito de ductilidad del acero a la entalladura a baja temperatura, el responsable de las especificaciones del puente añadió algunos requisitos especiales de este tipo. A pesar de estas cláusulas adicionales, los que construyeron e inspeccionaron el puente no entendieron que el acero de alta resistencia requería un cuidado especial en la soldadura comparado con el acero dulce (calidad 43 ó Fe E 275, tal como se le conoce ahora). Surgieron dificultades con la soldadura, pero en aquel momento no se acudió a un experto.

Una inspección posterior reveló que existían fisuras en la platabanda principal bajo 7 de las 8 soldaduras transversales en ángulo del tramo que colapsó. Una fisura se había prolongado, por la acción combinada de rotura frágil y fatiga, hasta que la platabanda traccionada resultó completamente seccionada y, entonces, continuó su camino, ascendiendo hasta la mitad del alma. Las 7 fisuras evolucionaron hasta producir un colapso completo del ala cuando tuvo lugar el colapso con una carga que estaba dentro de la carga teórica. En algunos casos se había desarmado la viga. El colapso total se evitó gracias a los muros de apoyo. Afortunadamente no hubo desgracias personales.

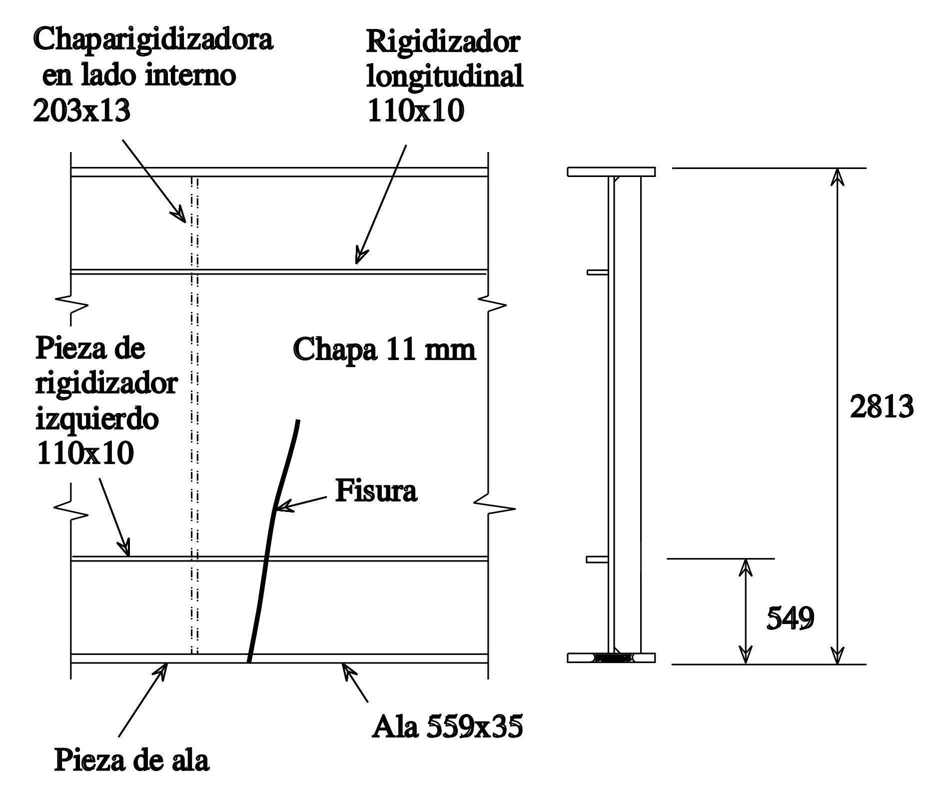


Figura 8 Puente Quinnipiac: Posición de la fisura

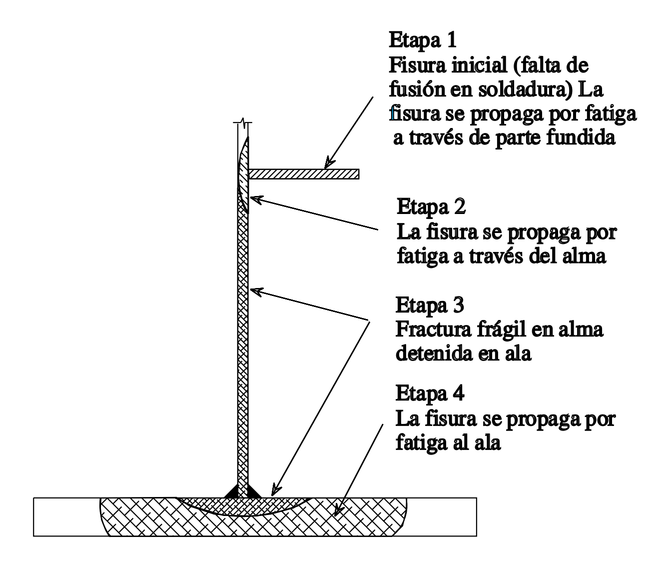


Figura 9 Esquema del crecimiento de la fisura

Así pues, el colapso del puente King's se debió a una pormenorización incorrecta que no podría tener lugar en la actualidad, combinada con una mala comunicación que provocó la falta de la necesaria inspección.

Puente del río Quinnipiac

En 1973 se produjo un accidente menos dramático en el puente del río Quinnipiac, cerca de New Haven (EEUU). Se descubrió una gran fisura en una viga de un tramo suspendido.

No se trataba de una estructura mixta y las vigas tenían un canto de 2,8 m. en el lugar de la fisura. En el momento en que se descubrió la fisura, la estructura había estado en servicio durante 9 años .

La fisura estaba situada a aproximadamente 10 m. del extremo oeste de la viga suspendida, de 50 m. de longitud.

En la figura 8 se muestra la fisura que se produjo en el alma de la viga; ésta se propagó hasta la mitad del canto de la viga y, cuando se descubrió, había penetrado en la superficie del ala inferior.

El examen de la superficie de la fractura indicó que el desarrollo de la fisura se había producido en varias fases y formas. Estas fases se muestran de forma esquemática en la figura 9.

Durante el trabajo de taller se aplicó una tosca soldadura de penetración parcial a lo ancho de un rigidizador longitudinal. Durante el transporte, el montaje y la puesta en servicio se produjo, probablemente, alguna extensión de la fisura desde la sección no soldada. Suponiendo un tráfico normal aleatorio y que aproximadamente 6 mm de los 9,5 mm de espesor del rigidizador longitudinal estaba sin soldar, la fisuración por fatiga requeriría entre 2.000.000 y 20.000.000 de ciclos (según la proximidad de una superficie libre) para propagarse por el espesor del rigidizador longitudinal. Si la fisura hubiera sido soldada solamente unos 3,8 mm en la superficie de la chapa, de forma que hubiera resultado una fisuración de borde, sólo hubieran sido necesarios 1.000.000 de ciclos de tráfico aleatorio, aproximadamente, para que ésta se propagara por el rigidizador longitudinal. La rotura por fatiga (Fase II) se habría desarrollado, en su mayor parte, después de que el rigidizador se hubiera partido en dos. Los estudios de la superficie de rotura con microscopio electrónico confirmaron la presencia de estrías por rotura de fatiga durante la fase 2.

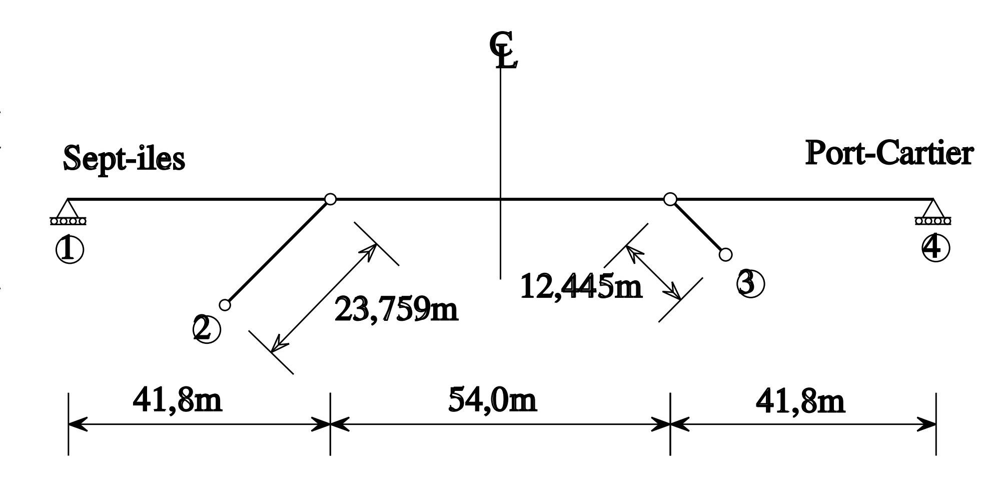


Figura 10 Puente sobre el río Sainte Marguerite (Quebec): Dimensiones generales



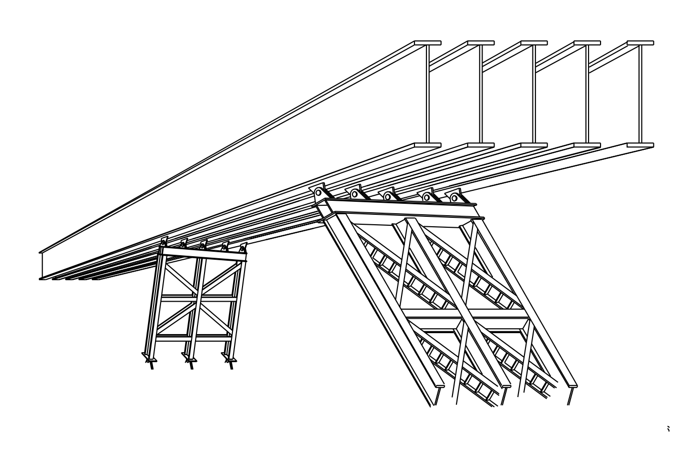


Figura 11 Puente sobre el río Sainte Marguerite (Quebec): Vista de viga transversal sobre puntales inclinados

La Fase 3 fue la rotura frágil del alma a baja temperatura. Se inició en una zona de alta tensión residual de tracción. En cuanto la fisura se hizo inestable, se propagó por la zona de menor tensión del alma y finalmente se detuvo en el ala. Posteriormente se produjo un mayor crecimiento de la fisura por fatiga (Fase 4) que continuó hasta que fue descubierta y reparada.

En este caso el error se debió a un defecto interno de la soldadura (falta de fusión) que inició la fisura por fatiga. El colapso total se evitó al detectarse la fisura durante la inspección rutinaria.

Puente sobre el río Sainte Marguerite en Sept-Iles (Quebec)

Un fallo local, al igual que en el puente de Milford Haven, provocó un colapso total. El puente sobre el río Sainte Marguerite estaba formado por cinco vigas de acero de alma llena formando parte de la losa mixta. Tal como se muestra en las figuras 10 y 11, cada viga tenía cuatro apoyos, dos en los estribos y dos en las vigas transversales que unían la parte superior de las patas inclinadas en un ángulo de 45°.

Las vigas transversales estaban apoyadas por un grupo de tres barras comprimidas arriostradas con la misma inclinación. El tablero del puente consistía en un forjado de hormigón (220 mm) con una capa de asfalto de 65 mm. El comportamiento mixto lo aportaban los pernos conectores soldados en las vigas de acero.

El puente se colapsó durante la aplicación del asfalto. El colapso se inició con una abolladura de las almas de las barras comprimidas del lado de Sept-Iles (figura 12). El apoyo proporcionado por estas barras cedió y, como resultado de ello, la luz aumentó de 54,0 m a 95,8 m. El momento flector en las vigas principales se multiplicó por un factor de 5. Las vigas mixtas y el tablero no pudieron resistir y colapsaron.

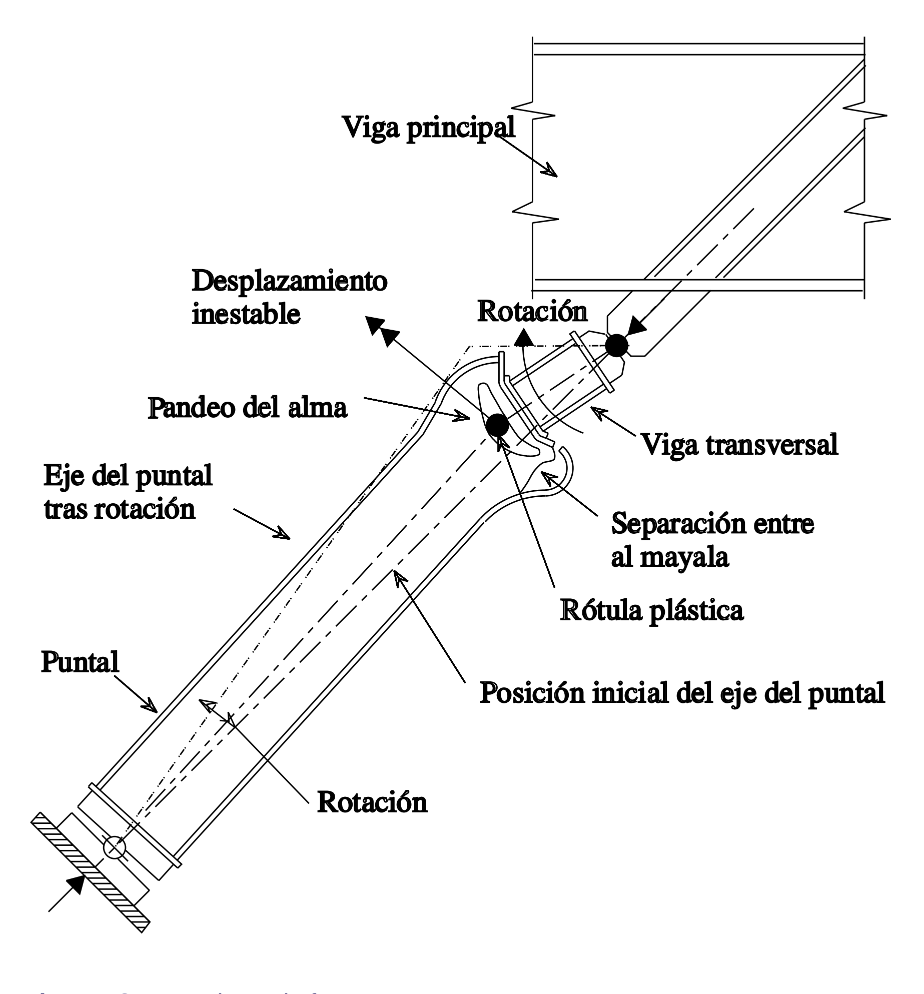


Figura 12 Mecanismo de fractura

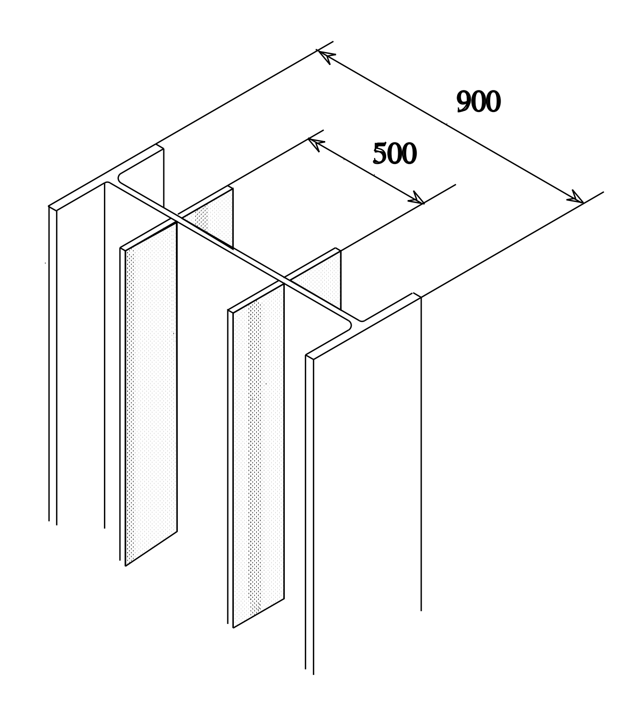


Figura 13 Rigidizado del alma para evitar pandeo local

Se constató que la causa principal del colapso radicó en el ensamblaje entre la viga transversal y las barras comprimidas. Sin rigidizadores, las almas de las barras comprimidas (WWF 900 s 293) eran demasiado esbeltas y no podían resistir las cargas axiales transmitidas por la viga transversal. La relación anchura/espesor de las almas tenía un valor de 76,7, mientras que el valor límite del acero en cuestión es de aproximadamente 34 (según el Eurocódigo 3: $b/t \leq 42\,\varepsilon$ y $\varepsilon = \sqrt{235/fy}$). En estas condiciones, la carga axial máxima que podía soportar la barra comprimida era de aproximadamente 3300 kN, un valor confirmado posteriormente por una prueba. La carga en la barra comprimida en el momento del colapso tenía un valor de 3500kN, mientras que la carga útil calculada era de 5780kN.

Para soportar las cargas útiles con un coeficiente de seguridad razonable era necesario colocar rigidizadores en el alma de cada barra comprimida a fin de obtener una colaboración plena del alma (figura 13).

Este error puede atribuirse a un conocimiento insuficiente del comportamiento a compresión de las barras comprimidas con almas esbeltas.

2.3.3 Estructuras de láminas

Depósito de Agua de Seneffe (Bélgica)

En la figura 14a se muestra un tipo de depósito de agua que es muy popular en Bélgica y en otros lugares. El depósito donde se almacena el agua, es teóricamente asimétrico en relación con el eje vertical y se parece a una pelota de golf sobre su apoyo en T. En 1972 se construyó un depósito de agua así, con una capacidad de 1500 metros cúbicos, cerca del parque industrial de Seneffe; en las figuras 14a y b se muestran las dimensiones principales. Dos láminas cónicas de acero de 8 y 15 mm de espesor formaban la parte principal de la estructura.

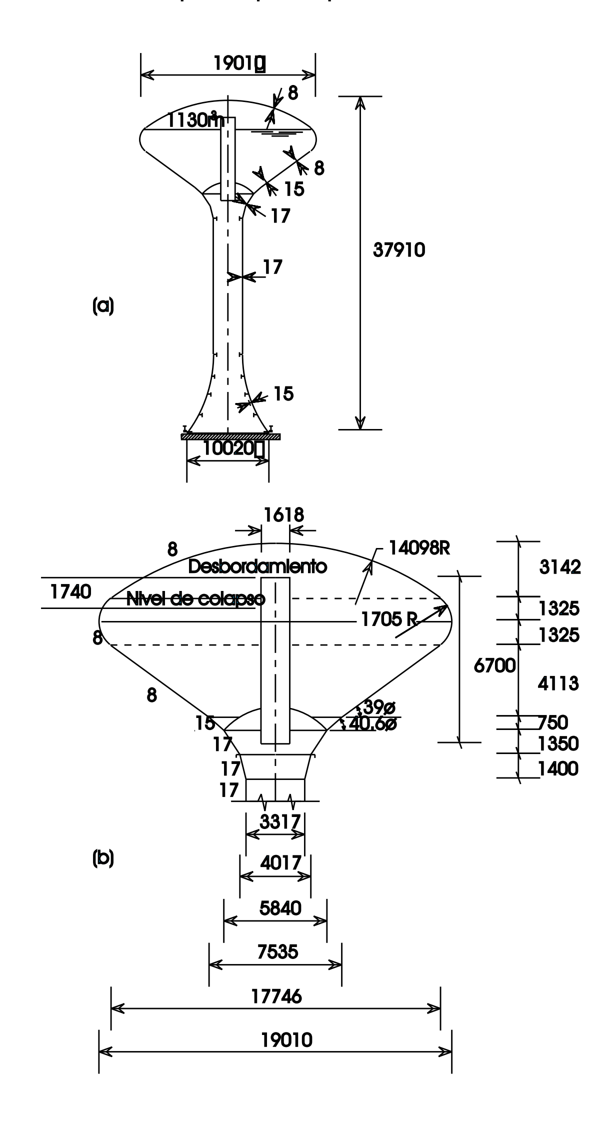


Figura 14 Dimensiones principales del depósito de agua Seneffe (Bélgica)



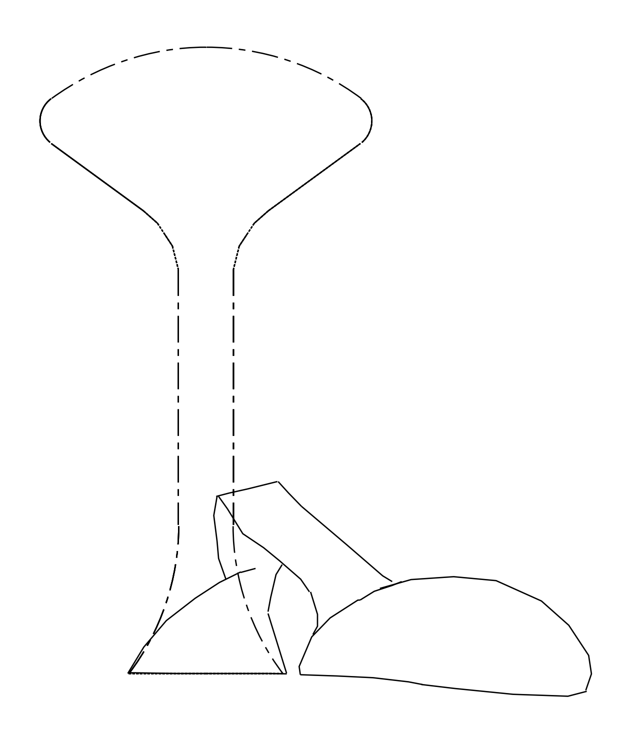


Figura 15 Restos del depósito

El proyecto inicial se realizó utilizando la teoría de la membrana. La evaluación de las tensiones de flexión locales en la intersección de las láminas se derivaron de un análisis asimétrico por elementos finitos. Ambos métodos de cálculo eran de primer orden, pero no tenían en cuenta ningún fenómeno de inestabilidad. Debido a la presión interna, las tensiones de los zunchos en la parte AB de la torre de agua (que posteriormente se descubrió que eran críticas) eran de tracción; a pesar del hecho de que las tensiones meridionales en la parte superior eran de compresión, no se realizó análisis alguno de un posible pandeo de las láminas cónicas.

Durante la primera prueba de llenado, el fuste del depósito colapsó cuando el nivel de agua alcanzó el valor correspondiente a 1130 metros cúbicos, es decir, cuando el agua había subido hasta 1,74 m por debajo del nivel de desbordamiento (figura 14). El colapso se produjo por pandeo del cono fino junto a la unión de los dos conos. En la figura 15 se muestra la estructura colapsada.

Después del accidente se escrutó la documentación disponible y se llegaron a las conclusiones siguientes:

a. **Imperfecciones**, que pudieron ser geométricas o estructurales. El método de soldadura, utilizado para ensamblar los diversos componentes de una lámina ramificada como la que se muestra en la figura 14, produjo imperfecciones geométricas locales y altas tensiones residuales. Las tensiones residuales nunca se reducen mediante un recocido, salvo en el caso de las vasijas de los reactores nucleares.

b. **Tensiones de discontinuidad**, con picos altos localizados en las intersecciones de las láminas ramificadas.

En aquel momento, incluso utilizando la más avanzada información sobre la estabilidad de láminas aisladas, sólo era posible obtener una idea de la resistencia al colapso de una lámina muy perfecta en condiciones de borde idealizadas. La literatura disponible omitía totalmente el efecto de las imperfecciones y las tensiones de discontinuidad.

El colapso del depósito de Seneffe fue el punto de partida de una importante investigación experimental en los campos de láminas cónicas llenas de líquido y del análisis no lineal informatizado teniendo en cuenta las imperfecciones geométricas.

La última edición (1988) de las Recomendaciones ECCS sobre el pandeo de láminas de acero proporciona mucha información para una amplia gama de formas cilíndricas, cónicas y esféricas. Las recomendaciones actuales de proyecto relacionadas con el pandeo de estructuras de láminas tienen en cuenta niveles realistas de imperfecciones y tensiones residuales.

Efectos del viento sobre una chimenea de acero

Tras cinco años de servicio, una chimenea de acero de 25,81 m de altura, que formaba parte de un grupo de cuatro, colapsó parcialmente en el transcurso de una tormenta durante la cual la velocidad del viento osciló entre 20 y 150 km/h.

Las cuatro chimeneas consistían en láminas cónicas y cilíndricas con un diámetro de 800 mm. ensambladas mediante bridas atornilladas o por soldadura (figura 16). En la unión atornillada de una brida externa, situada a una altura de 13,575 m por encima del suelo, 13 de los 24 tornillos se rompieron. La deformación de la brida produjo una inclinación perceptible de la parte superior de la chimenea, que no cayó.

En el momento del accidente, el viento soplaba a lo largo de la línea de las cuatro chimeneas, de oeste a este. La cuarta chimenea (a sotavento) resultó dañada y la rotura de los tornillos afectó a la parte sur de la brida. Esta posición correspondía a la flexión de la chimenea perpendicularmente a la dirección del viento, lo cual es característico de la acción de la turbulencia.

En una alineación de cilindros, los efectos de la turbulencia en el segundo cilindro, y tras él, cuando la distancia entre sus respectivos ejes es inferior a 10 diámetros, son mayores que en el caso de un cilindro aislado. Los efectos pueden duplicarse.

Desgraciadamente, se subestimaron los esfuerzos en los tornillos debidos a la flexión perpendicular a la dirección del viento, y las bridas no eran suficientemente rígidas. La rotura de los tornillos se debió a fatiga a flexión y se inició en un tornillo sobrecargado. La sobrecarga se debió a un apriete inadecuado de los tornillos adyacentes y a la deformación de la brida.

La razón principal del colapso fue que no se tuvo en cuenta la amplificación de los efectos de las turbulencias en el caso de chimeneas alineadas. En el Eurocódigo 1: Bases de Cálculo y Acciones en Estructuras, se presta una atención especial a los efectos dinámicos adicionales del viento sobre las estructuras.

Figura 16 Efectos del viento en una chimenea de acero

2.3.4 Edificios

Edificio de Zoología, Universidad de Aberdeen

El Edificio de Zoología era rectangular, de estructura metálica, de seis alturas, con una superficie en planta de 13 x 65 m. Los pilares de acero estaban situados a lo largo de los dos lados del edificio con una distancia entre centros de 2,82 metros, y soportaban vigas de acero de 686 mm de canto cubriendo todo el vano de 13 metros. En la figura 17

se muestran los ejiones formados por angulares estaban fijados a la cara externa de los pilares y que soportaban UC de 152 × 152; en éstas debía apoyarse el cerramiento de paneles de hormigón prefabricados previsto. Los forjados eran placas de hormigón prefabricadas, apoyadas directamente sobre las vigas principales de 13 metros de luz.

Después de montar la estructura metálica, el fabricante decidió instalar los forjados para facilitar el trabajo posterior. Lamentablemente, con el peso adicional de las placas de hormigón prefabricadas, los pilares en el sentido longitudinal del edificio estaban a punto de pandear y un ligero viento aportó la fuerza perturbadora necesaria. Todo el edificio colapsó en el sentido longitudinal, con los forjados apilados unos encima de otros. Se hallaron cuatro personas muertos entre los escombros y otro murió posteriormente. Hubo varios heridos.

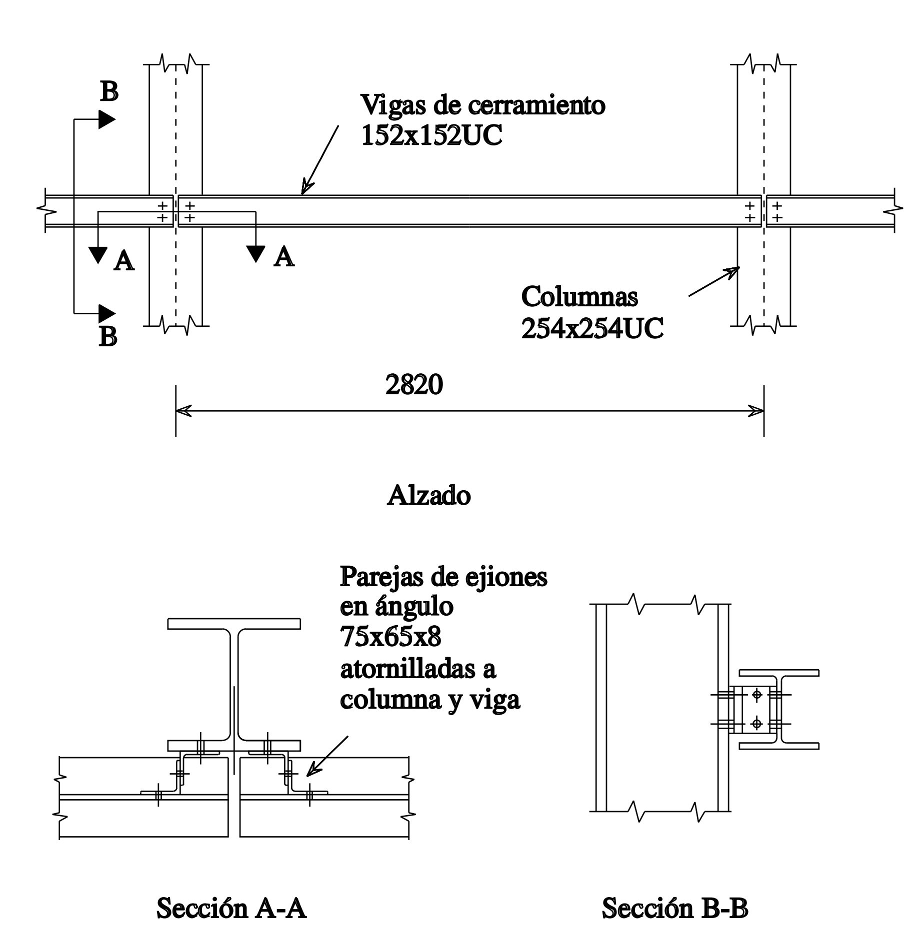


Figura 17 Zoología, Universidad de Aberdeen

El día del colapso el viento no era inusualmente fuerte, pero si lo suficiente para descompensar la verticalidad del edificio. Una vez desplazada la estructura de la vertical, la masa de los forjados de hormigón creó un amplio momento de vuelco. La única rigidez en el plano de colapso radicaba en los ejiones que sujetaban las correas del cerramiento a los pórticos formados por los pilares principales y las vigas. Las correas del cerramiento sobrepasaron el plano de los pilares y los ejiones se comportaron como rótulas, permitiendo que los raíles giraran relativamente a los pilares.

La razón principal del colapso fue la falta de arriostramiento horizontal, que podría haberse obtenido con los paneles de cerramiento montados para rigidizar la estructura. Por lo tanto, puede concluirse que el error radica en el proceso de montaje; se debería haber montado los cerramientos antes que las placas del forjado. Sin embargo, el fabricantre no tenía razones para suponer que la estructura metálica no podría soportar todas las posibles cargas aplicadas al edificio. Si ese era el caso, debería habérsele informado. Ello significaría que se trató de un fallo de comunicación. Si las uniones entre los apoyos del cerramiento y los pilares se hubieran proyectado para ser algo más rígidos, probablemente el colapso no se habría producido. Las pruebas y cálculos realizados posteriormente indicaron que el colapso del edificio en el sentido longitudinal era mucho más probable que el colapso en el sentido transversal, aunque es este último, con la superficie más larga expuesta a la carga del viento, era el que, por lo general, se consideraría más probable. Según el código de diseño de proyecto de estructuras metálicas Eurocódigo 3, el fabricante debe ser informa-

do si la estructura metálica no es estable por si misma antes del montaje de los cerramientos, de forma que pueda planificar, en consecuencia, la secuencia de montaje.

Durante la investigación del colapso se descubrió que el detalle original del ejión para las correas del cerramiento, que habría proporcionado algo de rigidez en el plano del colapso, se habían revisado al montar el pórtico ya que los ejiones eran difíciles de montar en obra. Al final, tanto los proyectistas de la estructura metálica como el fabricante que la montó fueron hallados responsables del colapso a causa de un “malentendido desafortunado y no intencional”, debido a la falta de comunicación.

Hotel Hyatt Regency, Kansas City

El 7 de julio de 1981 se celebraba un baile en el vestíbulo del hotel Hyatt Regency de Kansas City. Cuando los espectadores se concentraron en las pasarelas colgantes elevadas, los apoyos cedieron y dos niveles de puente cayeron sobre la abigarrada pista de baile. Murieron ciento once personas y casi doscientas resultaron gravemente heridas. El colapso se produjo en un detalle sencillo pero crítico.

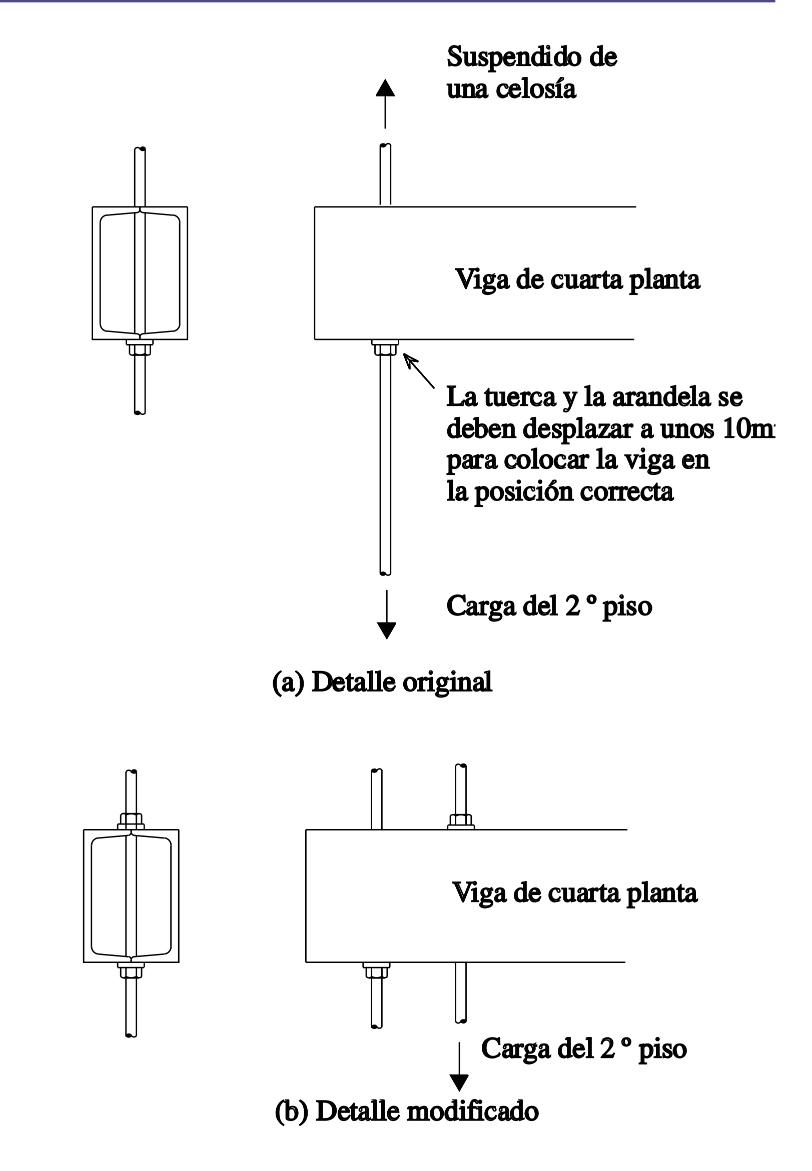


Figura 19 Hotel Kansas City Hyatt: Detalles de cuelgue

Las pasarelas cruzaban el vestíbulo en los pisos segundo y cuarto y se apoyaban en otra mediante péndolas desde el quinto piso (figura 18). La altura entre piso y piso era de 5 m y las pasarelas colgaban de tres conjuntos de péndolas separadas 9 m entre ejes. En el proyecto inicial, las pasarelas se apoyaban en una únicas barras de 15 m (figura 19a). En cada piso, una viga transversal, hecha con perfiles en U soldados a tope, se apoyaba con una tuerca y arandela sobre la barra. Este detalle no habría fallado bajo la carga impuesta, aun cuando su resistencia era tan sólo de una cuarta parte de la requerida por los reglamentos locales.

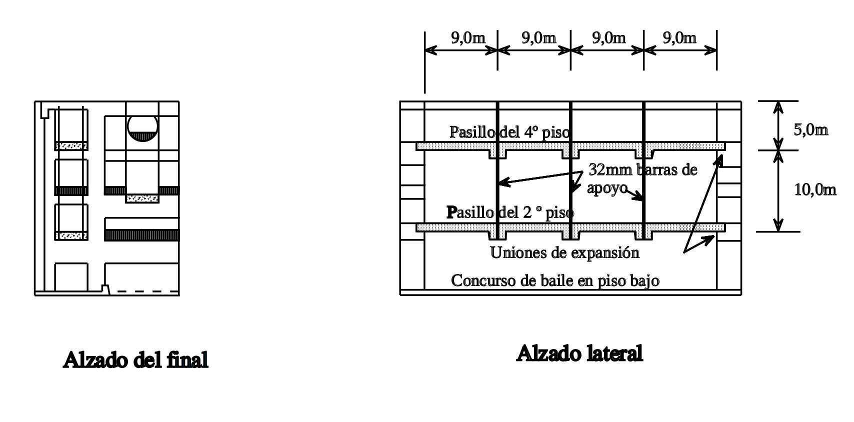


Figura 18 Hotel Hyatt Regency, Kansas City: Disposición de pasillos

En el furor que siguió al colapso, se hizo patente que el proyecto se había alterado para reducir el coste de la conexión. La pasarela del segundo piso estaba en realidad suspendida de la del cuarto piso (figura 19b). Como resultado de ello, la conexión entre la viga transversal del cuarto piso y la péndola soportaban el doble de la carga originalmente prevista, y no resistieron. Al parecer, la alteración la recomendó un ingeniero que no había formado parte del proyecto original y que estaba especializado en reducir costes. Desgraciadamente, no entendió la importancia de los detalles alterados: tampoco ninguna de las demás partes involucradas había advertido los efectos de la alteración.

Una vez más, el fallo en un detalle no habría causado el colapso si otro factor no hubiera producido un incremento importante de la carga. En este caso, como en la mayoría de los colapsos, la falta de comunicación fue la causa de que este fallo no se evitase.

3. RESUMEN FINAL

- La sociedad demanda un alto nivel de seguridad en las estructuras de ingeniería civil. Cuando una estructura falla, puede cobrarse muchas vidas y su reconstrucción puede exigir recursos considerables.
- Las estructuras rara vez fallan por una única causa; normalmente se dan varios factores concurrentes.
- Las estructuras presentan con frecuencia los mayores riesgos durante la construcción.
- Las estructuras descritas en esta lección fallaron por una o varias de las siguientes causas:
  - mala comunicación.
  - error de proyecto o falta de entendimiento del comportamiento estructural.
  - un problema relacionado con el material que cause el colapso de la estructura, aunque su comportamiento sea razonablemente bien entendido por el proyectista.
- errores en el detalle o escasas reglas de detalle, causados por una falta de comprensión o de verificación.
- obras provisionales inadecuadas, falta de previsión de un estado provisional o del proceso de montaje.
- Los errores no son, de ninguna manera, prerrogativa de la ignorancia o la incompetencia. Incluso en trabajos rutinarios conformes a reglamentos reconocidos, el error se debe la mayoría de las veces a un lapsus que el trabajo en equipo y la vigilancia, por una vez, no han remediado. En este lapsus pueden concurrir la mala suerte, una consideración inadecuada del comportamiento fundamental de la estructura propuesta, unos márgenes de seguridad demasiado estrechos para prever los fallos humanos, y métodos de cálculo o construcción inexactos.
- El estudio de algunos accidentes estimula la investigación, por ejemplo, del comportamiento del pandeo de estructuras de chapa y lámina. Algunos casos indican la necesidad de revisar las bases de los reglamentos o métodos de proyecto.
- El éxito o el fracaso, no dependen, en última instancia, del trabajo de los reglamentos, sino de las personas; el éxito depende principalmente del ingeniero y de su equipo.

4. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Smith, D. W., Bridge Failure, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 1, 1976, 60, August, pp 367-382.

2. Roik, K., Betrachtungen über die Bruchursachen der neuen Wiener Donaubrücke, Tiefbau, Vol. 12, p1152, 1970.



DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS DEL TOMO 2: CONSTRUCCIÓN EN ACERO. INTRODUCCIÓN AL DISEÑO



T2c1 Estructura de pórtico durante el montaje



T2c2 Vista exterior de estructura de pórtico finalizada



T2c3 Vista interior de estructura de pórtico finalizada



T2c4 Estructura de pórtico simple



T2c5 Pórticos simples en ejecución



T2c6 Estructura de pórticos simples finalizada



T2c7 Estructura de pórticos simples finalizada



T2c8 Estructura de pórticos simples durante el montaje



T2c9 Instalaciones de Seat-Volkswagen en Martorell. Barcelona. España



T2c10 Montaje de estructura espacial



T2c11 Iluminación con claraboyas



T2c12 Taller con puente grúa



T2c13 Taller con puente grúa



T2c14 Refinería



T2c15 Solmer en Fos Mer. Francia



T2c16 Instalaciones fabriles. Chalons sur Soane, Francia



T2c17 Ejemplo de estructura espacial durante el montaje. Val de Marne, Francia



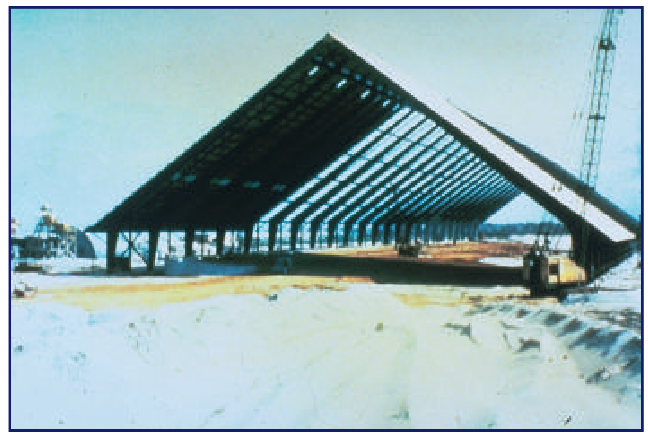
T2c18 Torre de control de los ferrocarriles belgas. Antwerp, Bélgica



T2c19 Astillero - Giessen de Noord, Holanda



T2c20 Centro Génesis, Warrington, Reino Unido



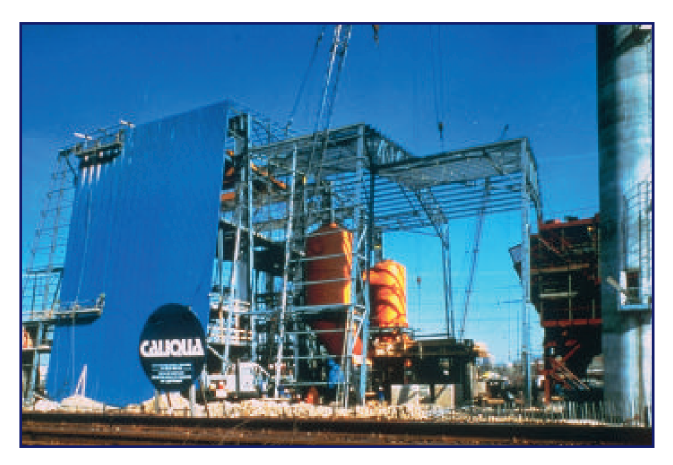
T2c21 Almacén, Potasas del Congo



T2c22 Nave almacén Jakem, Munchwilen, Aargau, Suiza



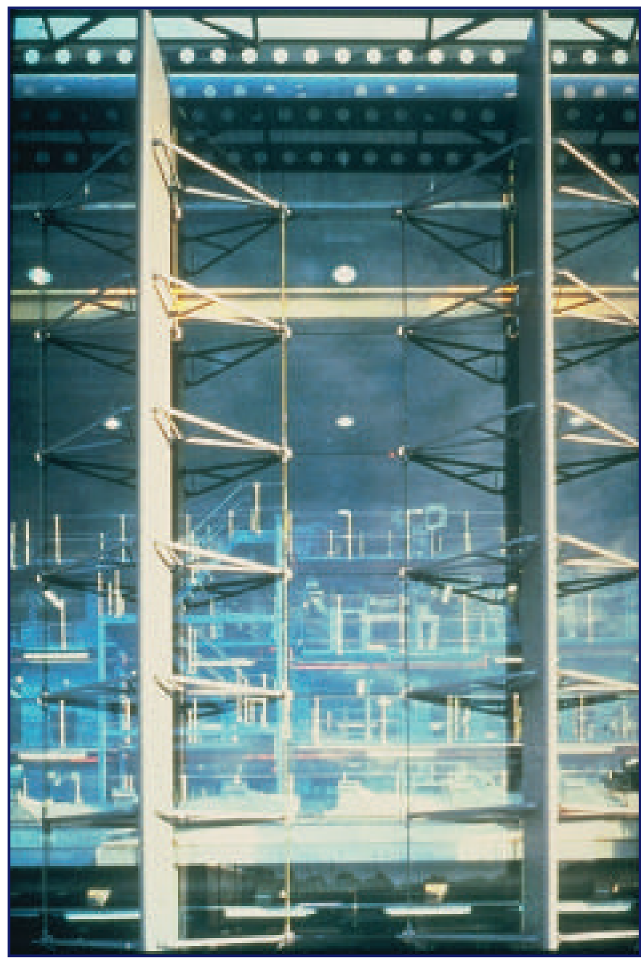
T2c23 Nave almacén Jakem, Munchwilen, Aargau, Suiza



T2c24 Planta icineradora de Creteil, Val de Marne, Francia



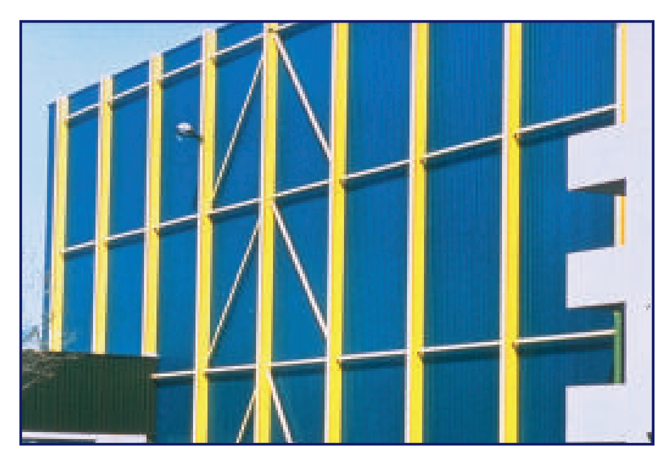
T2c25 Oficinas centrales BMW, Bracknell, Reino Unido



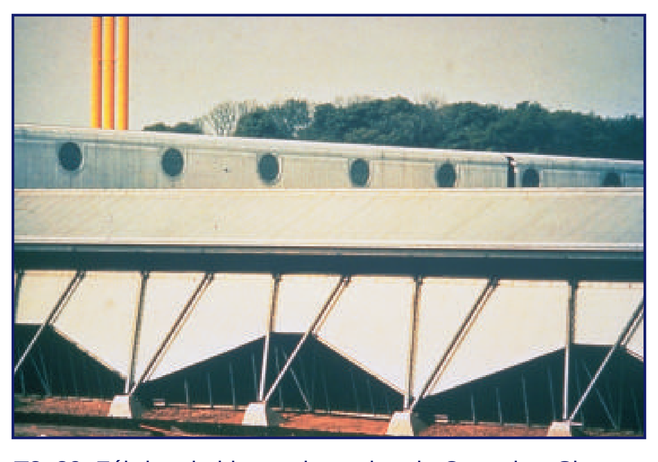
T2c26 Imprenta, Financial Times, Docklands, Londres, Reino Unido



T2c27 Trabajos de pintura, Western Morning News, Plymouth, Reino Unido



T2c28 Fábrica de Landis y Gyr en Montlucon (allier), Francia



T2c29 Fábrica de bienes de equipo de Cummins, Shotts, Lanarkshire, Reino Unido



T2c30 Bespak, Kings Lynn, Reino Unido



T2c32 Canal del Centro, ascensor en Strepy-Thieu, Bélgica



T2c31 Sistema Patera



T2c33 Estación de Autobuses, Eindhoven, Holanda



T2c34 Estación elevadora, Rotterdam, Holanda



T2c35 Instalación térmica, La Defense, Paris, Francia



T2c36 Instalación térmica, Mons en Bareuil, Francia



T2c37 Fábrica de L’Oreal, Aulnay sous Bois, Paris, Francia



T2c38 Estación de bomberos, Nápoles, Italia



T2c39 Fábrica Mellor, Hathersage, Derbyshire, Reino Unido



T2c40 Fábrica de producción, Coburg, Alemania



T2c41 VAG Contact Centre, Korténberg, Bélgica



T2c42 Proyecto Hartcliffe, para W.D.& H.O. Will, Bristol, Reino Unido



T2c43 Aparcamiento municipal, Luxemburgo (622 plazas)



T2c44 Fleetguard International Corp., Quimper, Brittany



T2c45 Inmos, Newport, Gales, Reino Unido



T2c46 Schlumberger, Cambridge, Reino Unido



T2c47 Centro Renault, Swidon, Reino Unido



T2c48 Hangar



T2c49 Construcción de pasarela peatonal



T2c50 Patscenter, Princeton, New Jersey, EEUU



T2c51 Puente de vigas armadas en autopista, Normandía



T2c52 Puente de vigas en celosía



T2c53 Puente de celosía en Cavaillon, Francia



T2c54 Puente de ferrocarril de tablero continuo



T2c55 Puente Temmon, Kumamoto Prefecture, Japón



T2c56 Pasarela utilizando celosías sobre tablero



T2c57 Pasarela junto al Museo Bottrop, Alemania



T2c58 Pasarela utilizando vigas virendel sobre tablero



T2c59 Puente de unión en acero y vidrio



T2c60 Puente de celosía triangular para oleoducto



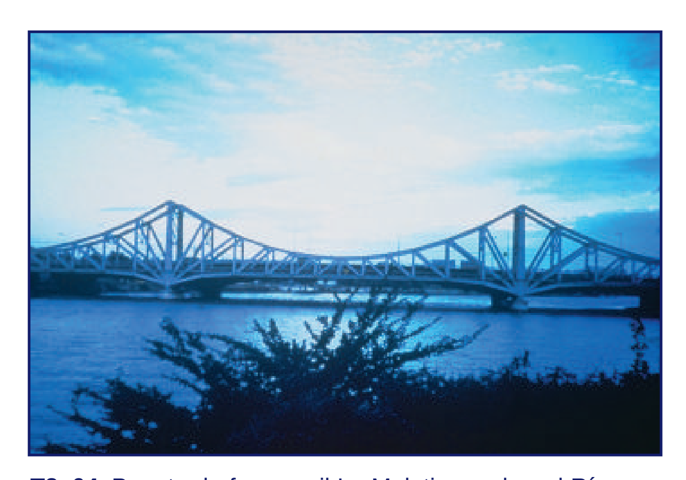
T2c61 Puente Gschnitztal, Tirol, Austria



T2c62 Puente de vano simple y ménsulas laterales



T2c63 Puente Ouse, Reino Unido



T2c64 Puente de ferrocarril La Mulatiere sobre el Río Soane en Lyon, Francia



T2c65 Puente de Grenelle, Paris, Francia (1965)



T2c66 Puente Chevire sobre el Loira en Nantes, Francia (1992)



T2c67 Viaducto de Martigues



T2c68 Puente Paolo Alfonso, Brasil



T2c69 Puente de Chapina, Sevilla, España



T2c70 Puente de viga Cajón, en construcción



T2c71 Puente sobre el canal, Moselle, Francia



T2c72 Puente Neuwied sobre el Rhin, Alemania



T2c73 Puente Guillermo el Conquistador, Rouen, Francia



T2c74 Puente Theodor-Heuss, Dusseldorf, Alemania



T2c75 Puente Fina, Felut, Bélgica



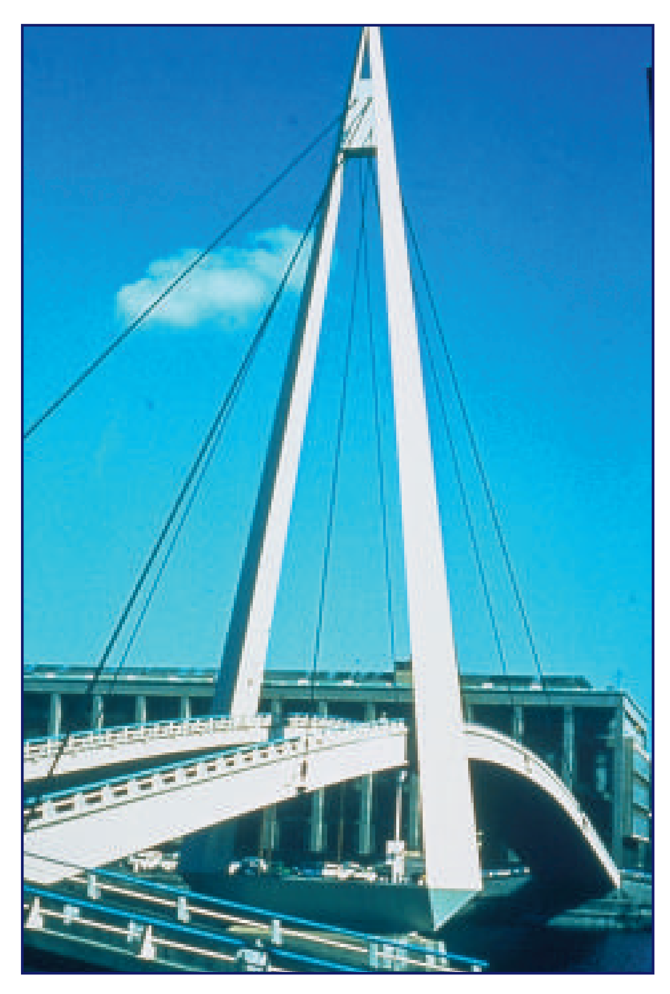
T2c77 Puente atirantado, Rees, Alemania



T2c76 Puente Queen Elisabeth, Dartford, Reino Unido



T2c78 Puente Friedrich Elbert, Bonn, Alemania



T2c80 Pasarela atirantada, El Havre, Francia



T2c79 Puente atirantado, Pont de Seyssel (Ain), Francia



T2c81 Puente St. Nazaire, Brittany, Francia (1974)



T2c82 Puente del Alamillo, Sevilla, España



T2c83 Pasarela, Dusseldorf, Alemania



T2c84 Puente Tweede van Brienenoordbrug, Rotterdam, Holanda



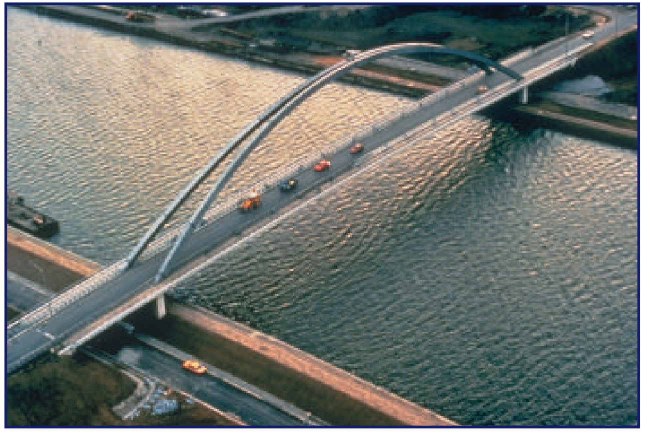
T2c85 Puente de ferrocarril (totalmente soldado), Dusseldorf, Alemania



T2c86 Puente colgante, Bedford, Reino Unido



T2c87 Puente curvo atirantado, Brisbane, Australia (1988)



T2c88 Puente sobre el Canal Albert en Hermalle Argentau, Bélgica



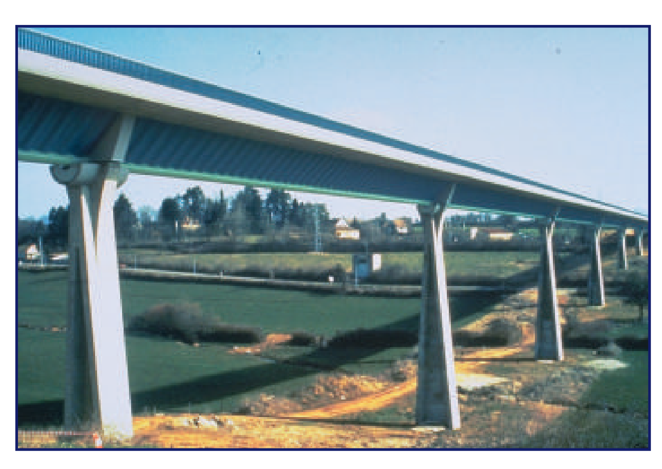
T2c89 Puente de la Barqueta, Sevilla, España



T2c90 Puente de Tancreville, El Havre, Francia



T2c91 Puente Severn, Bristol, Reino Unido



T2c92 Viaducto Maupre Valley, Charolles, Francia



T2c93 Viaducto Oberargen, Alemania



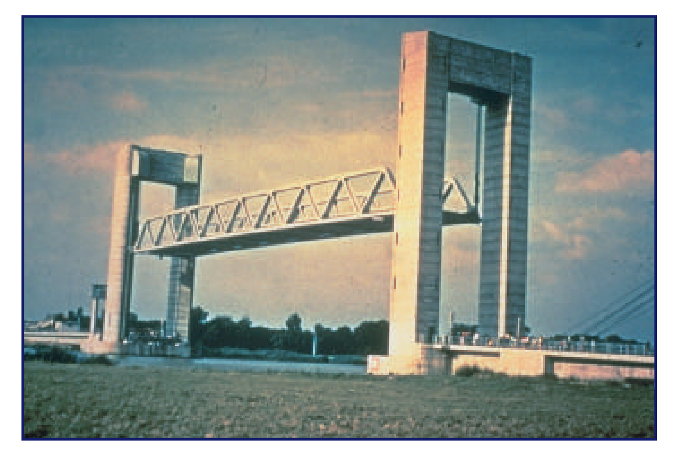
T2c94 Puente basculante y puente de ménsulas sobre Oude Maas bij Dordrecht, Holanda



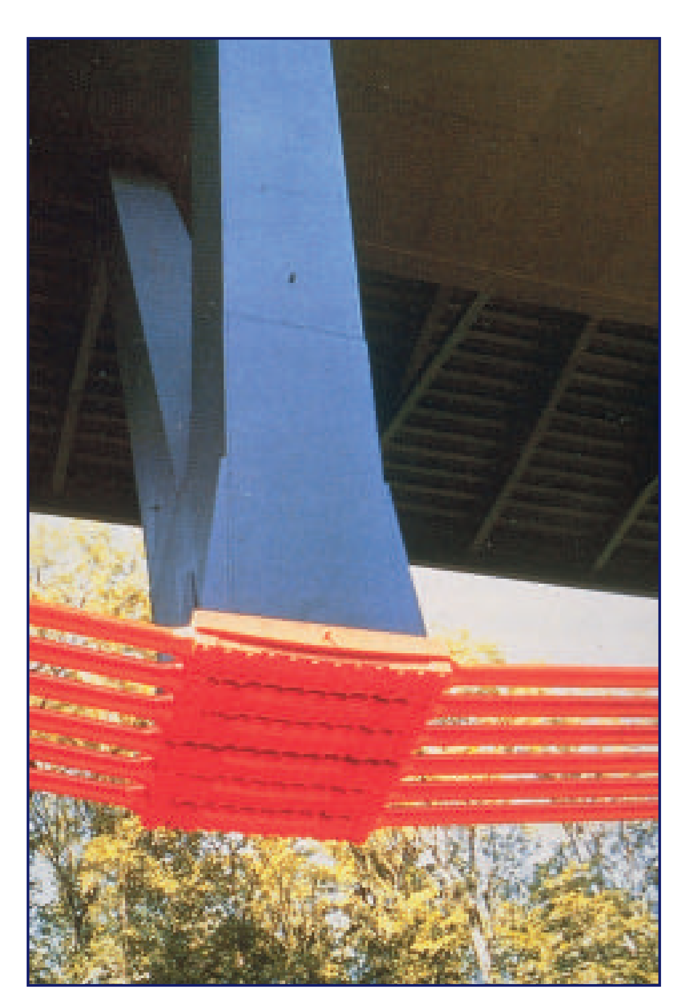
T2c95 Puente sobre el Bósforo



T2c96 Puente basculante de carretera, Francois primero en el Havre, Francia



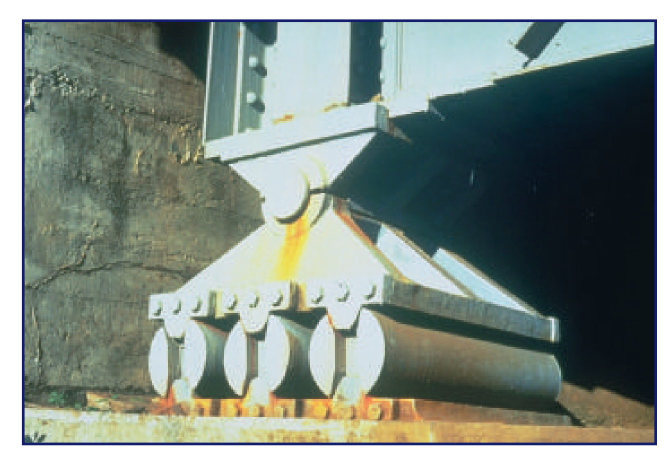
T2c97 Puente basculante Martrou, La Rochelle, Francia



T2c98 Viaducto Oberargen, Alemania



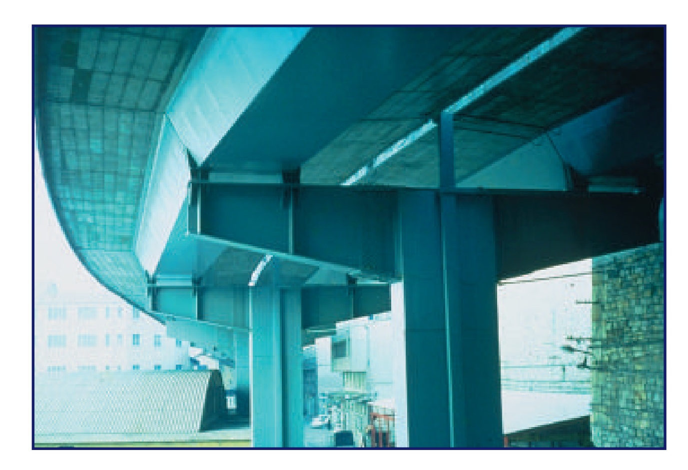
T2c99 Apoyos de puente



T2c100 Apoyos de puente, ferrocarril Limony, Ardeche, Francia



T2c101 Anclaje a través del tablero, Puente sobre el Rhin, Karlsruhe, Alemania



T2c102 Apoyos de puente



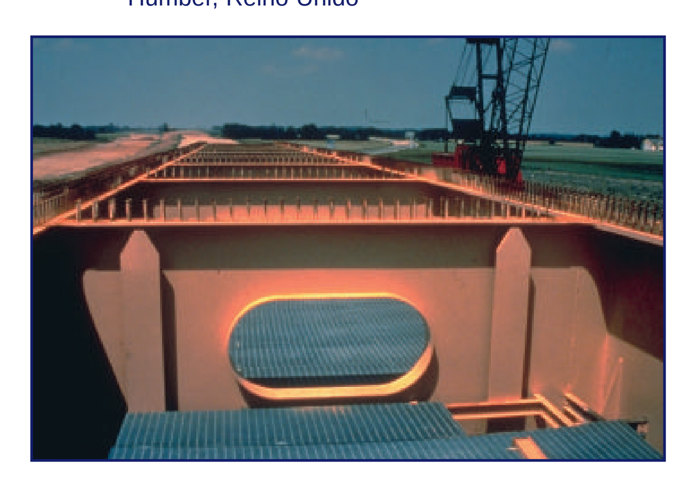
T2c103 Unión de anclaje a viga rigidizada



T2c104 Silleta de anclaje



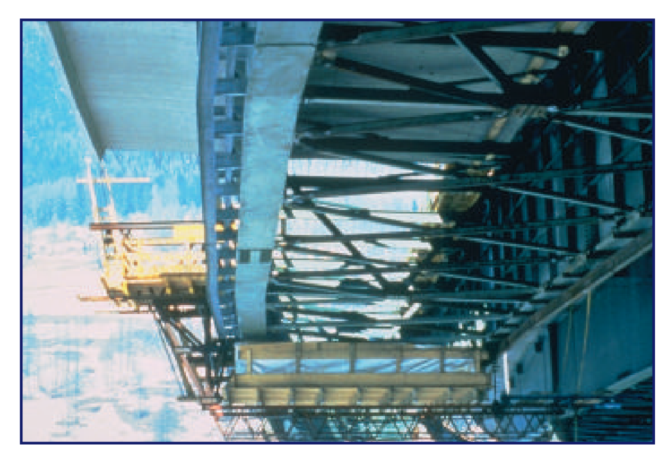
T2c105 Unión de colgante a viga rigidizada, Puente Humber, Reino Unido



T2c106 Vigas transversales



T2c107 Detalle anclajes pasantes, Speier (Rhin), Alemania



T2c108 Ensanchamiento de puente mixto, mostrando el equipamiento de construcción



T2c110 Ensanchamiento de puente (puente antiguo a la izquierda, nuevo a la derecha)



T2c109 Puente de carretera sobre el Nive en Bayona, Francia (1991)



T2c111 Detalle de vigas longitudinales y transversales



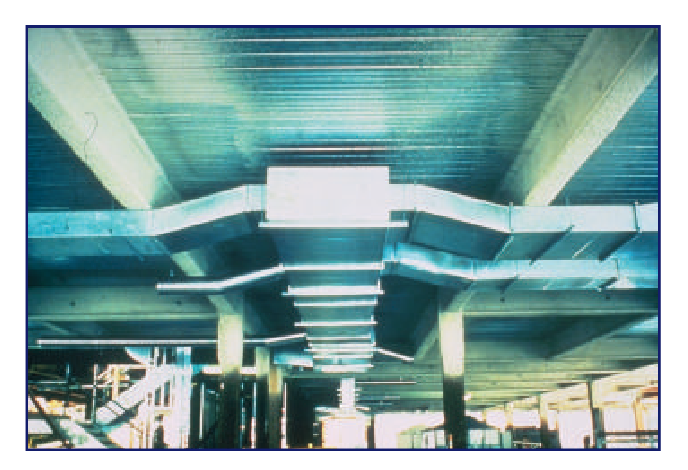
T2c112 Puente de ferrocarril en Oxted, Surrey, Reino Unido



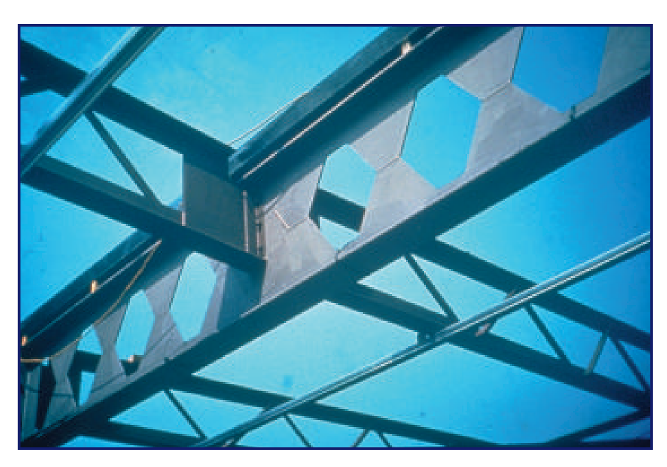
T2c113 Estructura de edificio comercial



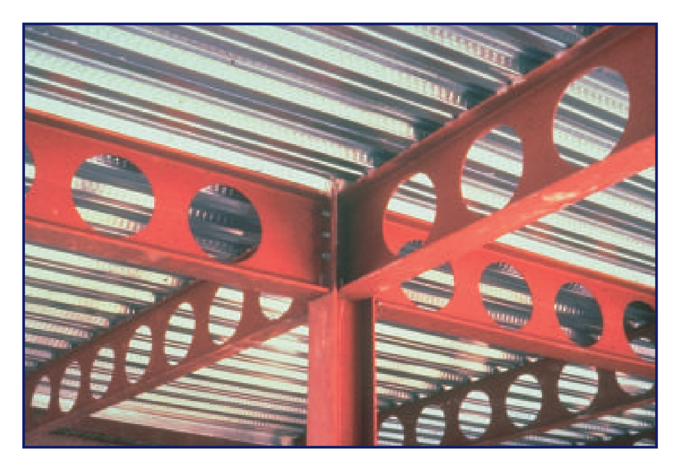
T2c114 Vista interior, estructura mixta



T2c115 Instalaciones bajo el forjado



T2c116 Las vigas alveoladas y celosías permiten acomodar instalaciones



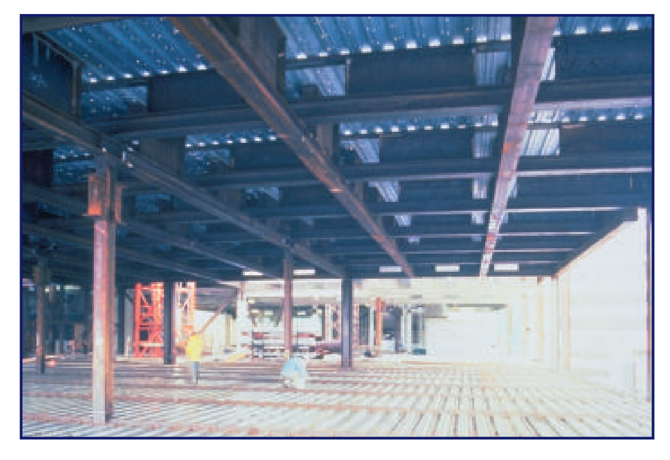
T2c117 Vigas con agujeros circulares también permiten paso de instalaciones



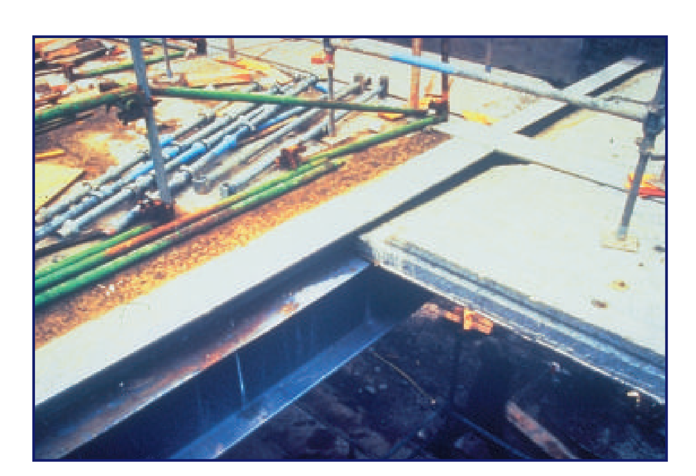
T2c118 Las instalaciones pueden pasar a traves de huecos en el forjado



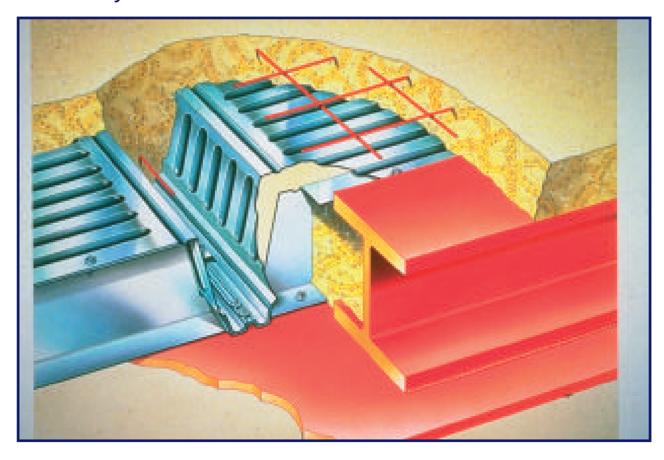
T2c119 Montaje de celosías sobre pilares compuestos



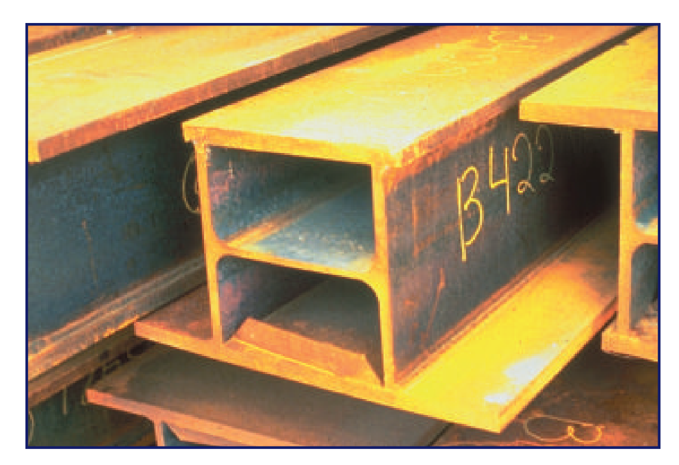
T2c120 Retícula de vigas aligeradas para vanos grandes y servicios en dos direcciones



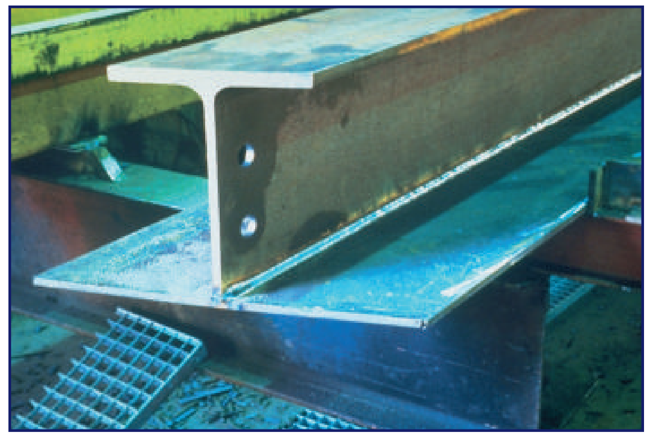
T2c121 For jados integrados reducen considerablemente el canto total



T2c122 El forjado integrado proporciona el apoyo de losa en el ala inferior de la viga



T2c123 Viga escandinava de forjado integrado



T2c124 Viga de Arbed de forjado integrado



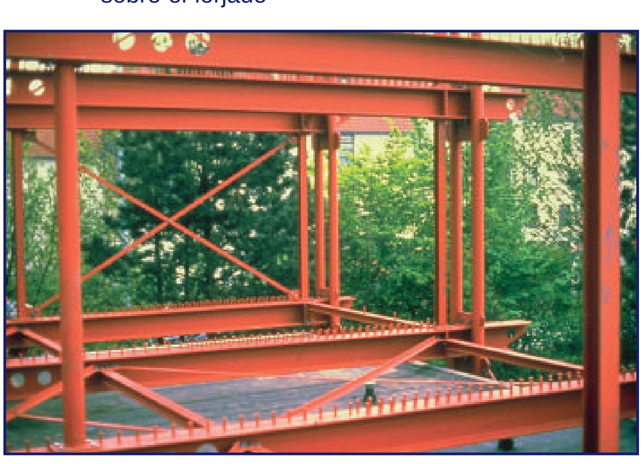
T2c125 Los forjados integrados dan una mayor libertad al diseño de las instalaciones



T2c126 Forjado integrado con pilares con capitel



T2c127 Instalaciones y servicios pueden disponerse sobre el forjado



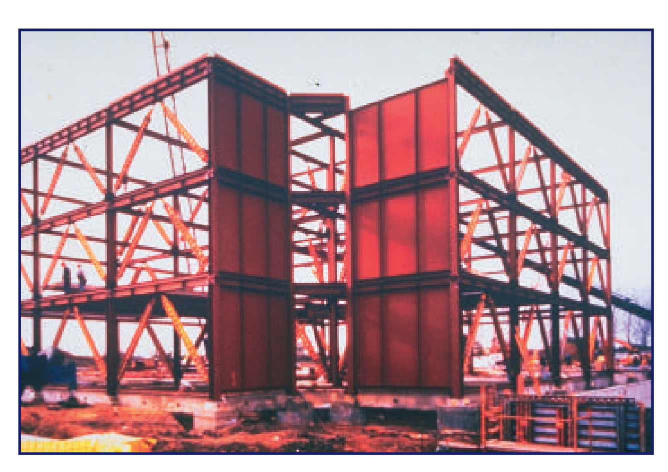
T2c128 Arriostramientos en cruz dan rigidez lateral. Edificio de oficinas en Alemania



T2c129 Si se requieren núcleos rígidos se utilizan las escaleras o cajas de ascensores



T2c130 Edificio de Siemens en Saint-Ouen l'Aumone, Francia (1974)



T2c131 1, 2 y 3 New Square, Bedfont Lakes, Reino Unido



T2c132 Edificio de la Sociedad Hearts of Oak Benevolence, Londres, Reino Unido



T2c133 1, 2 y 3 New Square, Bedfont Lakes, Reino Unido



T2c134 En general la losa proporciona suficiente rigidez horizontal en forjados integrados



T2c135 Nº 1 de Avenida Finsbury, Londres, Reino Unido (1985)



T2c136 Se pueden utilizar uniones rígidas para la estabilidad lateral



T2c137 Edificio de oficinas Brussimmo, Rue Belliard, Rue de Treves, Bruselas, Bélgica



T2c138 Baltic Quay, Londres, Reino Unido



T2c139 Lilla Bommen, Gothenburg, Suecia



T2c140 Hotel Riyadh Palace, Arabia Saudi



T2c141 Oficinas de 3M, Cergy-Pontoise, Francia



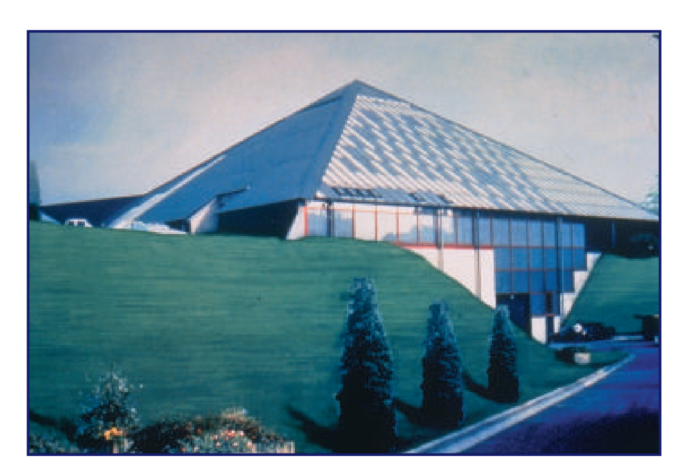
T2c142 Royal Belge Assurance, Bruselas, Bélgica



T2c143 Centro de TV, Ginebra, Suiza



T2c144 Billingsgate, Londres, Reino Unido



T2c145 Pirámide Audiovisual, Woluwe St Lambert, Bruselas, Bélgica



T2c146 Hemiciclo del Parlamento de Luxemburgo, para el Consejo de Europa



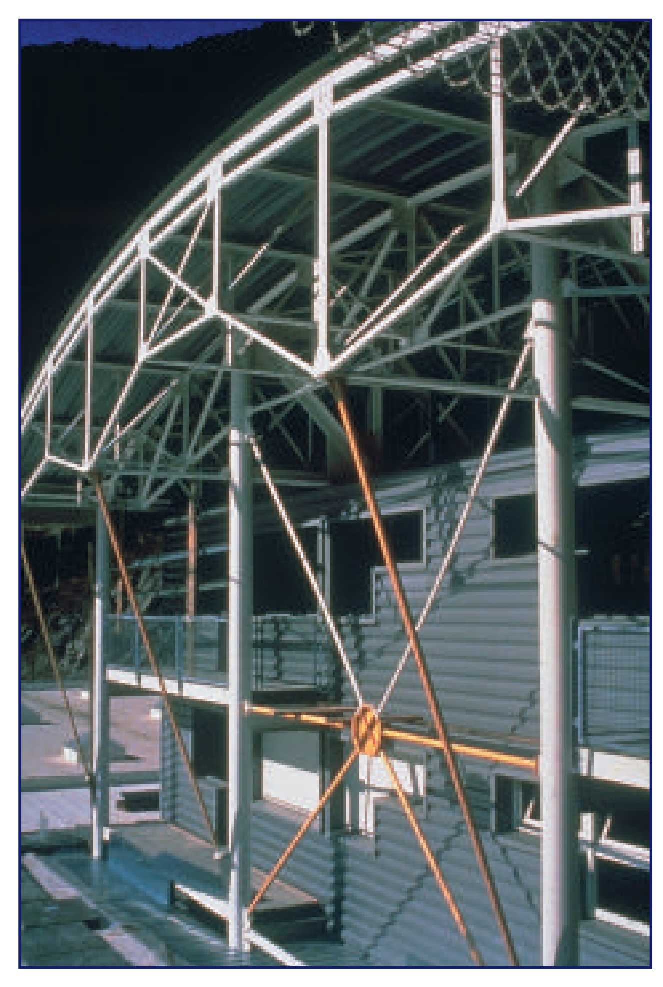
T2c147 Hemiciclo del Parlamento de Luxemburgo, para el Consejo de Europa



T2c148 Universidad de París, Villetaneuse, Francia



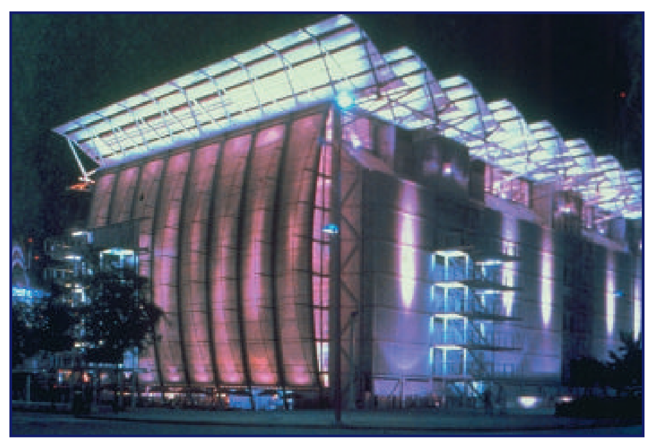
T2c149 The Ark, Hammersmith, Reino Unido



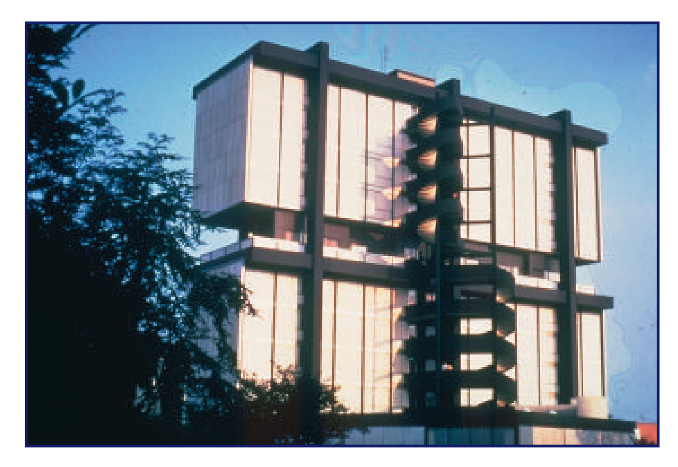
T2c150 Centro Juegos Olímpicos de Invierno CIRTV, Moutiers, Francia



T2c151 Edificio B3, Stockley Park, Londres, Reino Unido



T2c152 Pabellón Británico, Sevilla, España



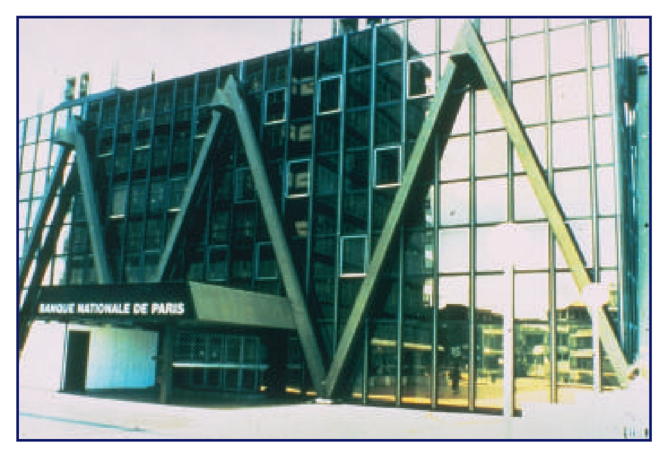
T2c153 Maison de Irán, París, Francia



T2c154 Conservatorio de Música de Montreuil, Francia



T2c155 Pabellón Británico, Sevilla, España



T2c156 Banco Nacional de París- Agencia de Point-a-Pitre, Guadaloupe



T2c157 NorCon House, Hanover, Alemania



T2c158 Technopole 2000- Cescom en Metz, Moselle, Francia (1991)



T2c159 Embankment Place, Londres, Reino Unido



T2c160 Embankment Place, Londres, Reino Unido



T2c161 First Exchange House (Broadgate fase 11), Londres, Reino Unido



T2c163 Edificio de la UNESCO, París, Francia



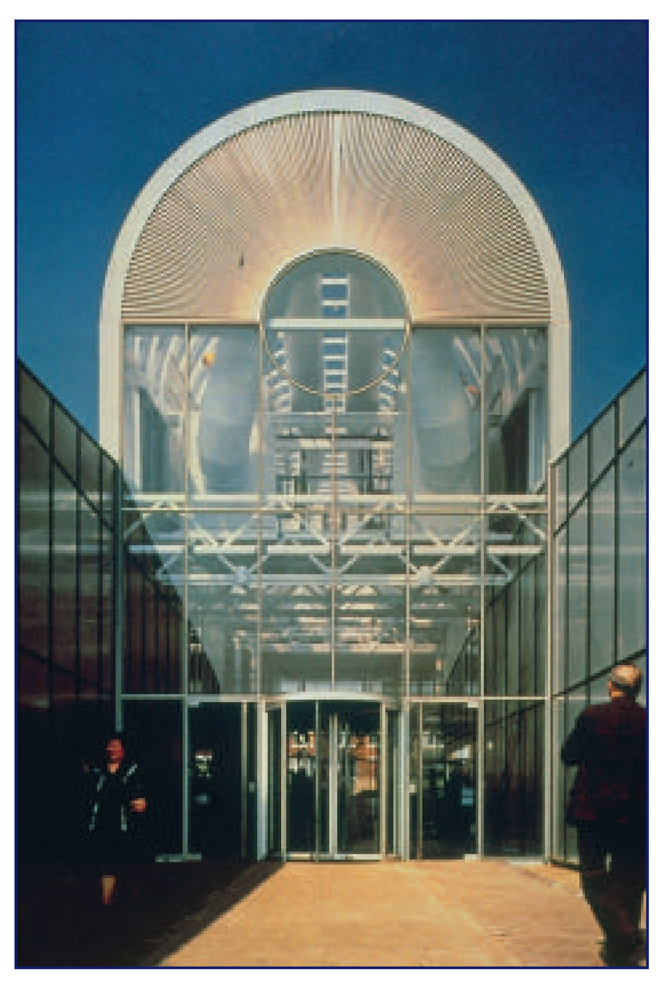
T2c164 Lloyd's Chambers, Londres, Reino Unido



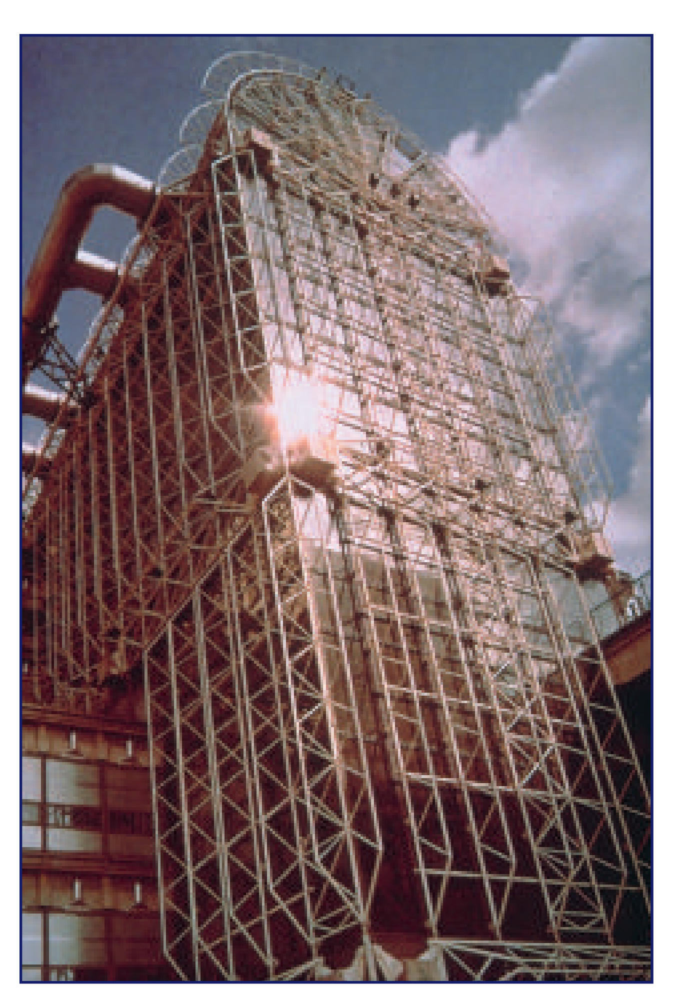
T2c162 Bush Lane House, Londres, Reino Unido



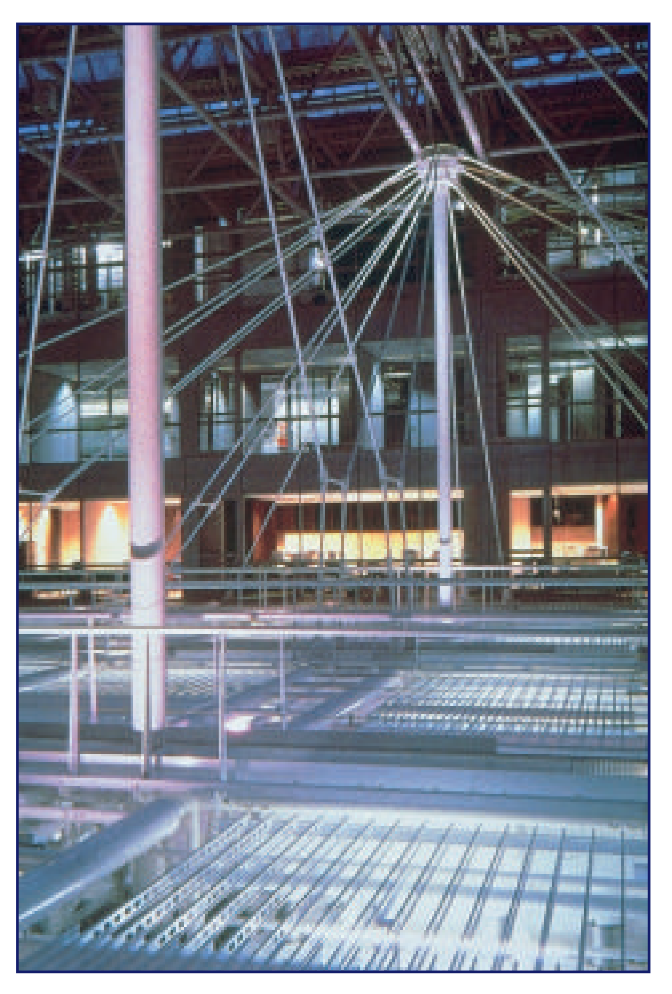
T2c165 SAS HQ, Frosundavik, Suecia



T2c166 Chester-le-Street, Durham, Reino Unido



T2c167 Lloyds de Londres, Reino Unido



T2c168 Victoria Plaza, Londres, Reino Unido